DER

EISENBETONBAU

EIN LEITFADEN
FÜR SCHULE UND PRAXIS

VON

C. KERSTEN
BAUINGENIEUR U. KGL. BAUGEWERKSCHULLEHRER

TEIL I:

AUSFÜHRUNG UND BERECHNUNG DER GRUNDFORMEN

Mit **163** Textabbildungen

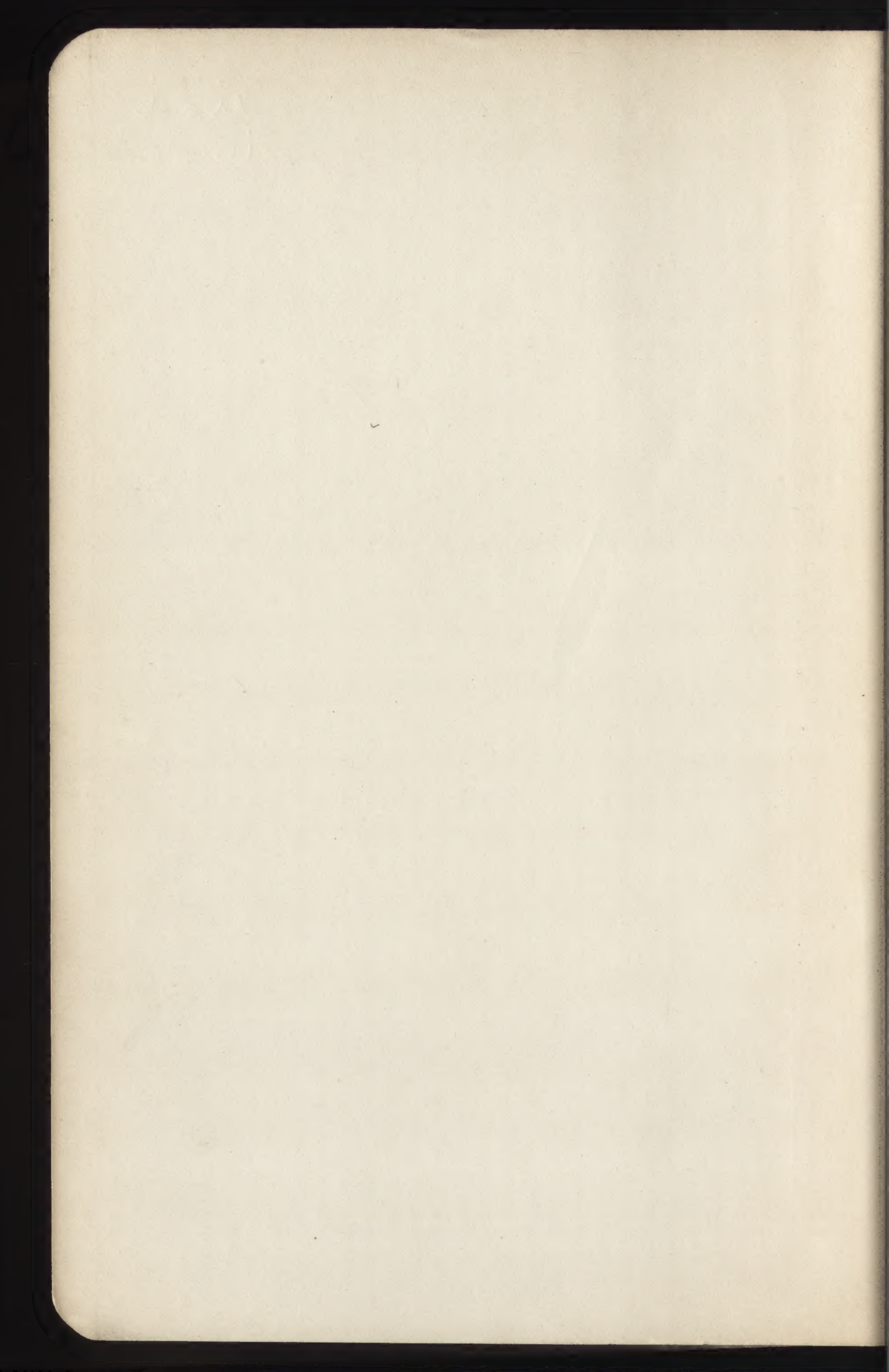
Vierte neubearbeitete und erweiterte Auflage unter Berücksichtigung der neuen amtlichen Betonbestimmungen 1907.



BERLIN 1907
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

Trautwine

ei = i
ie = e



DER

EISENBETONBAU

EIN LEITFADEN FÜR SCHULE UND PRAXIS

VON

C. KERSTEN

BAUINGENIEUR U. KGL. BAUGEWERKSCHULLEHRER

TEIL I:

AUSFÜHRUNG UND BERECHNUNG DER GRUNDFORMEN

Mit **159** Textabbildungen

Vierte neubearbeitete und erweiterte Auflage.



BERLIN 1907

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

Vorwort zur 4. Auflage.

Dem allgemeinen Interesse, welches man der Eisenbetontechnik entgegenbringt, wird durch den Leitfaden augenscheinlich in wünschenswerter Weise Genüge geleistet. Die Bearbeitung der 4. Auflage machte sich 14 Monate nach dem ersten Erscheinen des Buches notwendig, wohl der beste Beweis für dessen Brauchbarkeit in der Praxis. Die vorliegende 4. Auflage ist bedeutend erweitert, die Zahl der Seiten um 28, die der Textabbildungen um 40 vermehrt worden. Trotz des größeren Umfanges ist der Preis derselbe geblieben.

Da der Inhalt des Buches zunächst als Grundlage für den Unterricht dienen soll (das Buch ist an vielen technischen Lehranstalten bereits offiziell eingeführt), sind manche Kapitel nicht in dem Maße erweitert worden, wie es sonst vielleicht wünschenswert gewesen wäre. Der Eisenbetonbau hat sich zu einem Spezialstudium entwickelt; es ist deshalb unmöglich, den ganzen Stoff in elementarer Form zu bringen. Vorliegendes Buch soll ein Leitfaden für Schüler und Techniker, aber kein Lehrbuch für Hochschulabsolventen sein. Es soll sowohl dem Studierenden der Fach- und Hochschule als auch dem in der Praxis stehenden Techniker die nötige Grundlage zu selb-

ständigem Weiterarbeiten, sowie zum Verständnis wissenschaftlicher Lehrbücher in klarer, leicht verständlicher Weise bieten. Es soll Hilfskräfte für den akademisch gebildeten Ingenieur heranziehen helfen, die heute für die Praxis der Betonbaugeschäfte unbedingt notwendig sind. Man verfolge nur die Fachzeitschriften: die Nachfrage nach Technikern und Ingenieuren des Eisenbetonfaches wächst stetig an. Man muß also dem Fortschritt der Zeit folgen und tüchtige Hilfskräfte aus den Reihen der Fachschüler heranbilden, die durch praktische Tätigkeit in bester Weise vorgebildet sind.

Die Vorschläge der Herren Fachkollegen zu Verbesserungen und Ergänzungen werde ich, wie immer, mit Dank entgegennehmen und etwaige Wünsche bezüglich der Wahl und Anordnung des Stoffes gern berücksichtigen.

Zittau, im April 1907.

C. Kersten.

Inhalt.

I. Allgemeines.

Mit Ablauf des 19. Jahrhunderts begann ein neuer Zweig der modernen Bautechnik, die Vereinigung von Beton und Eisen zwecks Herstellung biegungsfester Massivkörper, zu allgemeiner Blüte zu gelangen. Als eigentlicher Erfinder dieser neuen Bauweise wird zumeist ein Pariser Gärtner namens Joseph Monier hingestellt und als Erfindungsjahr das Jahr 1867 bezeichnet, in welchem der Genannte sein erstes Patent erhielt. Wiewohl die Vereinigung von Zement und Eisen schon eine ganze Zeit vorher bekannt war, ist Monier jedenfalls der erste gewesen, welcher die neue Bauweise praktisch verwertete. Er versuchte es, sich große Blumenkübel herzustellen, die dauerhafter sein sollten als solche aus Holz, dabei aber auch leichter zu handhaben seien als solche aus Zement. Bei diesen Versuchen kam er schließlich darauf, eine Verminderung der Stärke der Zementkübelwände durch Anwendung von Eiseneinlagen zu ermöglichen. Er dehnte diese neu erfundene Technik des eisenverstärkten Betons auch auf größere Wasserbehälter und Decken aus; Gesellschaften zur Ausnutzung dieses Patentes wurden gegründet, und schließlich entstand aus der neuen, an sich so einfachen Erfindung eine Spezialtechnik von größter Bedeutung für den Werdegang moderner Baukunst.

Bei uns in Deutschland wollte man sich mit dieser neuen Bauweise, dem sogenannten „Eisenbetonbau", anfangs nicht so recht befreunden. Einmal fehlte es an genauen, einwandsfreien Rechnungsmethoden, um die Festigkeit und Standsicherheit der Bauwerke unzweideutig zu bestimmen; und dann hatte man vor allem keine rechten Erfahrungen aufzuweisen, die geeignet gewesen wären, jegliche Zweifel an der Zweck-

mäßigkeit der Betoneisenkonstruktionen endgültig zu beseitigen. Man hatte eben ein gewisses Mißtrauen dem „Neuen“ gegenüber, fürchtete man doch, daß es alte, gut erprobte Konstruktionen verdrängen würde. Erst allmählich bürgerte sich der Eisenbetonbau bei uns ein; Theorie und Praxis gingen Hand in Hand, und jetzt ist die neue Bauweise in ganz Europa, namentlich in Deutschland, Oesterreich und Frankreich sowie in Nordamerika in großem Umfange zur Anwendung gelangt. Sie ermöglicht es, die mannigfachsten Aufgaben bautechnischer Art in zweckentsprechender, wohlfeiler Weise mit dem geringsten Aufwand an Material, Stärke und Konstruktionshöhe zu lösen. Decken und Wände werden mit Eisenbeton wesentlich dünner hergestellt als zuvor; und trotzdem weisen sie dieselbe Festigkeit auf und können bei Beschädigungen schnell und zuverlässig wieder gedichtet werden. Man muß sogar zugeben, daß sehr viele bautechnische Aufgaben überhaupt nur mit Hilfe der sich jeder Form anpassenden Verbundkonstruktionen durchzuführen sind, und daß auf vielen Gebieten des Hoch- und Tiefbauwesens die neue Bauweise die bisher üblichen vollkommen zu verdrängen sucht. Sie vereinigt in sich das leichte, gefällige Aussehen einer Eisenkonstruktion mit der schweren, massigen Erscheinung des reinen Betonbaues. Auch hat das Eisen im Laufe der Zeit eine derartig hohe wirtschaftliche Bedeutung, ein derartig umfangreiches Anwendungsgebiet in allen Zweigen moderner Industrie erlangt, daß die Befürchtung, es könnten die Eisenerzlager schließlich einmal versagen, nicht ganz von der Hand zu weisen ist.

Doch darf auch nicht verschwiegen werden, daß, wenn für die Güte des Bauwerks Bürgschaft geleistet werden soll, die Ueberwachung der Arbeiten eine überaus gewissenhafte sein muß. Die Unternehmer dürfen die Leitung der Eisenbetonbauten nur Personen übertragen, welche mit den Eigenarten der Bauweise gründlich vertraut sind; ebenso muß auch das Arbeiterpersonal ein entsprechend gutes und zuverlässiges sein. Die Herausgabe der **„Amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hoch-**

bauten" war jedenfalls von großem Nutzen für die gedeihliche Weiterentwicklung der Eisenbetontechnik. Bei eintretenden Mißerfolgen kann nun nicht mehr der Bauleitende so ohne weiteres die Schuld an dem Mißlingen der zweifelhaften Güte des Zements beimessen, wie es früher recht häufig der Fall war; ebenso ist die Zementfirma nicht mehr imstande, die falsche, unvorschriftsmäßige Behandlung ihrer gelieferter Ware so ohne weiteres als den alleinigen Grund des Mißlingens hinzustellen. Und schließlich werden nunmehr auch die städtischen und königlichen Behörden nach Herausgabe der „Amtlichen Bestimmungen" etwas wohlwollender der neuen Bauweise gegenübertreten, als es zumeist bisher der Fall war. Wirkte doch gerade der Bureaukratismus und die Zaghaftigkeit, welche sich allenthalben sowohl bei öffentlichen Vergebungen von Eisenbetonbauten als auch bei Durchsicht und Prüfung von Projekten bemerkbar machte, in hohem Grade hemmend auf die Weiterentwicklung der neuen Technik ein. Die Unternehmer haben neben ihrer geschäftlichen Tätigkeit zu wenig Zeit, um sich eingehenden theoretischen Studien hinzugeben, und anderseits mangelt es in der Regel am notwendigen wissenschaftlich gebildeten Personal. Es wird stets zum besonderen Vorteil sein, wenn Projektbearbeitung und Ausführung in einer Hand liegen. Man hüte sich auch, durch unnötige Herabminderung der Preise bei Submissionen die ausführende Firma zu zwingen, an Material zu sparen oder gar schlechte Materialien zu verwenden. Jedenfalls ist es von großem Wert, daß auch nach dieser Richtung hin die „Amtlichen Bestimmungen" der Willkür der ausführenden Firma merkliche Schranken setzen.

Der leitende Konstruktionsgedanke für die Ausführung eines Eisenbetonbauwerks ist folgender: Man benutze den Beton, dessen Zugfestigkeit wesentlich geringer ist als seine Druckfestigkeit, zur Aufnahme der vorhandenen Druckkräfte und das Eisen zur Aufnahme der Zugspannungen sowie zur Unterstützung des Betons bei der Aufnahme der Scher- und Schubspannungen. Diesem Grundgedanken folgend, legt man in den Betonkörper Eisenstäbe von rundem oder eckigem

Querschnitt ein, und zwar derartig, daß sie durch die Wahl der Anordnung zur Aufnahme der Zugkräfte und zur teilweisen Aufnahme vorhandener Scher- und Schubspannungen genötigt sind, während dem Betonkörper in der Regel die alleinige Bestimmung zufällt, die Druckkräfte auszugleichen. Durch die Anbringung solcher Einlagen ist dem Beton wahrscheinlich die Möglichkeit gegeben, sich in weit höherem Maße zu dehnen, als solches beim Nichtvorhandensein einer Armierung möglich wäre (Versuche von Considère).

Drei Eigenschaften der beiden so grundverschiedenen Baustoffe sind es, die ihr einheitliches Zusammenwirken zustande bringen:

1. beide Materialien haften fest aneinander,
2. ihre Ausdehnungskoeffizienten sind nahezu gleich groß und
3. eine Rostbildung am Eisen ist ausgeschlossen.

Was zunächst die **Haftfestigkeit** beider Baustoffe anlangt, so ist durch Versuche festgestellt worden, daß dieselbe der Schubfestigkeit des Betons annähernd gleich ist. Man hat es mit einer rein mechanischen Wirkung zu tun, die dadurch zustande kommt, daß sich der Beton beim Erhärten zusammenzieht und die Eiseneinlagen festklemmt. Versuche haben bewiesen, daß die Bruchlast durchaus abhängig ist von der Haftkraft des Eisens; hört diese auf, so tritt der Bruch ein. Die Haftfestigkeit wächst mit abnehmender Nutzhöhe des Betonquerschnitts, mit zunehmendem Prozentgehalt an Armierungsstäben und mit dem Umfang der Einlagen. Man tut also vorteilhafter, mehrere Eisen von kleinem als wenige Eisen von großem Durchmesser zu wählen. Jedoch hat die Beschaffenheit der Oberfläche des Eisens, wie viele Versuche bewiesen haben, keinen wesentlichen Einfluß auf die Größe der Haftfestigkeit. Stäbe mit glatter Oberfläche zeigten annähernd dieselbe innige Verbindung mit dem sie umhüllenden Beton wie Stäbe mit rauher Außenseite. Schließlich hängt die Größe der Haftfestigkeit auch noch von der Beschaffenheit des Betons und von der Höhe des Wasserzusatzes ab. Solche

Feststellungen und Prüfungen sind in erster Linie von Professor Bauschinger-München und der Firma Wayss und Freytag-Neustadt a. d. Haardt unternommen worden. Die Versuche von Bauschinger haben erwiesen, daß die in Zementbeton eingelegten Rundeisenstäbe bei vorzüglicher Mischung und bester Verarbeitung dem Herausziehen einen Widerstand entgegensetzen, der 40 bis 45 kg pro cm^2 der Eisenoberfläche beträgt. Zwar haben neuere Versuche diese Prüfungsergebnisse nicht in vollem Umfange bestätigt; die Königlich Mechanisch-technische Versuchsanstalt zu Charlottenburg hatte z. B. bei Benutzung von Bandeisen nur eine Haftfestigkeit von 8 bis 15 kg pro cm^2 Eisenfläche ermittelt. Doch sind solche verschiedenartigen Prüfungsergebnisse wohl lediglich auf die ungleiche Beschaffenheit und Zusammensetzung der Betonmasse sowie auf einen verschiedenen Wasserzusatz zurückzuführen. Bei der Bauausführung ist natürlich ganz genau darauf zu achten, daß durch den Beton ein vollkommenes Umschließen der Eiseneinlagen erzielt wird. Eine Verbindung der Stabenden an den Stoßstellen ist im allgemeinen nicht nötig. Sind keine wesentlichen Kräfte zu übertragen, so genügt es in der Regel, wenn die Enden einfach übereinandergelegt werden. Andernfalls empfiehlt es sich, die Stäbe an den freien Enden umzubiegen oder derartig auszubilden, daß ein etwaiges Gleiten unmöglich ist.[1])

Die zweite grundlegende Eigenschaft der beiden Baustoffe, ein einheitliches Zusammenwirken zu ermöglichen, ist darin zu suchen, daß ihre **Ausdehnungskoeffizienten nahezu gleich groß** sind. Bei Temperaturschwankungen treten keine ungünstigen Spannungen ein, eine Trennung der beiden Materialien ist also ausgeschlossen. Man glaubte früher mit aller Bestimmtheit, daß ihre Haftfestigkeit bei eintretenden Temperaturänderungen, besonders bei Bränden aufhören, und daß sich dann das Eisen anders bewegen würde als der Beton. Deshalb trat man der neuen Bauweise gerade in diesem Punkte mit ganz besonders zweifelnden Blicken ent-

---

[1]) Vergl. Seite 43.

gegen. Diese Bedenken sind nun aber auf Grund vieler Feuer- und Frostproben (namentlich durch Bouniceau und die Firma Wayss und Freytag) als vollkommen widerlegt zu betrachten. Allerdings hat man des öfteren ganz kleine Differenzen in den Längenausdehnungen beobachtet,[1]) die durch geringe innere Spannungen ausgeglichen werden können, aber niemals eine Zerstörung des Bauwerks verursachen.

Aber auch die Befürchtung, daß das Eisen durch den naß angetragenen Zement roste, ist jetzt vollkommen beseitigt worden. Beweist einerseits die Haftfestigkeit den mechanischen Zusammenhang von Eisen und Beton, so liefert anderseits das **Ausbleiben einer Rostbildung** den Beweis eines chemischen Einflusses des Zements auf das Eisen. Jahrelange Versuche und Beobachtungen an Eisenbetonbauwerken der verschiedensten Art haben in vollstem Umfange bestätigt, daß das in dem plastischen Beton enthaltene Wasser die Einlagen nicht zum Rosten bringen kann. Es herrscht sogar kein Zweifel mehr darüber, daß das Eisen durch eine magere Betonmischung besser als durch irgend ein anderes Mittel gegen Rostbildung gesichert ist. Die Betonmischung sei eine innige, die Wasserzufuhr aber nicht zu bedeutend, da sonst die Festigkeit des Betons verringert wird. Man nehme zum mindesten ein Mischungsverhältnis 1 : 3 oder 1 : 4 und gehe nicht darunter. Der Rostschutz erklärt sich sowohl durch den von der dichten Umhüllung bewirkten Luftabschluß, als auch durch die basische Wirkung des Zementbetons. Kalk und Gipsmörtel würden dagegen das Eisen angreifen und eine Rostbildung verursachen.

Bach stellte bei eisenarmierten Platten, die 5 Jahre lang im Freien lagen und dann zerstört wurden, folgendes fest: „Von jenen Platten wurde mittels eines Hammers an verschiedenen Stellen die über den Drähten liegende Beton-

[1]) Nach angestellten Versuchen dehnt sich der Beton bei 1° C. um ungefähr $\frac{1}{75\,000}$, während man bei gleicher Temperatur beim Schmiedeeisen eine Dehnung von ungefähr $\frac{1}{82\,000}$ festgestellt hat.

schicht abgeschlagen. Dabei zeigte sich, daß der Beton immer nur an der vom Hammer zunächst getroffenen Stelle absprang, ein Zeichen, daß er an den darunterliegenden Drähten gut haftete. Diese Drähte zeigten sich schon dicht neben dem Bruchrande rostfrei und ebenso natürlich überall im Inneren."

II. Vorteilhafte Eigenschaften des Eisenbetons.

Nachdem es allmählich gelungen war, jegliche Zweifel an der Brauchbarkeit der armierten Betonkonstruktionen durch Theorie und praktische Versuche endgültig zu beseitigen, wurde ihre Verwendung in so mannigfacher Weise mit bestem Erfolge durchgeführt, daß es heute kaum noch ein Gebiet der Bautechnik gibt, welches nicht bereits ein Beispiel genannter Art aufzuweisen hätte. Man kann sich jetzt nicht mehr der Einsicht verschließen, daß die Anwendung des Eisenbetons anderen Bauweisen gegenüber im Laufe der Zeit ganz bedeutende Vorteile gezeigt hat.

Die erste empfehlende Eigenschaft ist die **absolute Feuersicherheit.** Je mehr wir in der Zeit fortschreiten, je mehr sich der Hang nach Kunstsammlungen und Kunstdarbietungen entwickelt (Museen, Theater, Zirkusse usw.) und je größer die Menschenmassen werden, die sich zu gemeinsamem Tun zusammenfinden (Schulen, Warenhäuser, Fabriken), um so größer wird auch das Bedürfnis nach Räumen, welche vollkommen feuersicher sind. Die Verwendung von Eisen an sich bietet keinen genügenden Feuerschutz und bedingt sogar bei den meisten Bränden eine gänzliche Zerstörung infolge des durch die Hitze erzeugten Glühendwerdens. Die schwer belasteten eisernen Tragekonstruktionen biegen sich durch und verursachen beim Herabstürzen nicht nur eine allgemeine Zerstörung des darunter Befindlichen, sondern auch in den

meisten Fällen den Zusammenbruch des angrenzenden Mauerwerks. Die heutigen baupolizeilichen Vorschriften verlangen deshalb eine Ummantelung der eisernen Konstruktionsteile zwecks Verhinderung der direkten Einwirkung der Wärme auf den Eisenkörper. Zwei Anforderungen hat das Material solcher Umkleidungen gerecht zu werden: das Feuer darf dieselben weder verbrennen, noch rissig machen, und das angewandte Material muß ein schlechter Wärmeleiter sein, so daß ein Schmelzen des eingeschlossenen Eisens nicht eintreten kann. Beiden Anforderungen wird der Betonzement in hervorragender Weise gerecht, da er bei Einwirkung größter Hitze weder rissig wird, noch diese Hitze infolge seiner geringen Wärmeleitungsfähigkeit dem Eisen überträgt. Die Ummantelungen durch Betonzement verteuern aber die Baukonstruktionen in beträchtlichem Maße, weil sie vor allem nicht befähigt sind, an der statischen Wirksamkeit der zu schützenden Baulichkeiten mit teilzunehmen, diese also durch eigene Kraft zu entlasten; es ist ein in statischer Hinsicht totes Material. Bei den Eisenbetonkonstruktionen dagegen ist der umhüllende Zementbeton das eigentliche Baumaterial, welches nun keines weiteren Feuerschutzes mehr bedarf. Es ist in hohem Grade befähigt, jeglichem Schadenfeuer erfolgreichen Widerstand zu bieten. Die in den letzten Jahren stattgefundenen Theater- und Warenhausbrände hätten jedenfalls bei Verwendung unserer Konstruktionen nicht im entferntesten einen gleichen Umfang erreichen und eine gleiche verheerende Wirkung erlangen können. Selbst durch das dem ungeschützten gußeisernen Tragewerk so überaus gefährliche Anspritzen mit kaltem Wasser werden die Eisenbetonkonstruktionen nicht schädlich beeinflußt. Da eine Rissebildung des Betons nicht eintritt, kann weder eine unmittelbare Wirkung der Glutwärme, noch ein Anspritzen des Wassers auf die Eisenteile stattfinden.[1]) Allerdings wird der Beton bei gewöhnlichen

---

[1]) Zur Erläuterung des oben Gesagten diene die folgende kurze Schilderung einer Brandprobe: 2 Gittereisenträger, System Visintini, 8 Tage alt, berechnet für eine Nutzlast von 250 kg/m², Spannweite 5,0 m, Höhe 24 cm, wurden bei 800 kg/m² Belastung durch ein intensives Holzfeuer auf 1000° C. erhitzt, während des Brandes mit kaltem Wasser bespritzt, dann abgekühlt

Schadenfeuer-Temperaturen mürbe, so daß seine Druck- und Zugfestigkeit in beträchtlichem Maße vermindert wird. Die Erhärtung des Betons vollzog sich durch Bindung von Wasser; geht nun dieses Wasser dem abgebundenen Beton durch Glühen wieder verloren, so muß ein Lockern des Zusammenhaltes eintreten. Trotzdem wird die Tragfähigkeit immer eine genügende bleiben, zumal der Zusammenhalt des Ganzen durch das feuergeschützte Eisen gesichert ist.

Was die **Herstellungsdauer** des Eisenbetonbaues anlangt, so wird dieser dem Steinbau gegenüber fast immer im Vorteil sein. Die Rohmaterialien werden in einfachster Weise angeliefert und mit Maschinen in kürzester Zeit verarbeitet. Man wendet den Eisenbetonbau jedenfalls immer dort mit großem Vorteil an, wo es sich um umfangreiche Bauten handelt, die in verhältnismäßig kurzer Zeit hergestellt werden sollen. Als treffendstes Beispiel könnte hier das neue, 1903 erbaute Münchener Volkstheater angeführt werden, welches fast ausschließlich aus Eisenbeton hergestellt ist und vom Fundamentaushub an bis zur ersten Vorstellung eine Arbeitszeit von nur 6 Monaten erforderte.

In einer gleichen Zeit (November 1902 bis April 1903) entstand ein in Eisenbeton ausgeführter, 27 m hoher und 130 cbm tragender Wasserturm für die Bayerische Staatsbahn.

Ein weiterer Vorzug anderen Bauweisen gegenüber liegt in der guten **Raumausnutzung** und in der **großen Tragfähigkeit.** Die Konstruktionen passen sich nicht nur jeder regelmäßigen, sondern auch jeder unregelmäßigen Form an. Mit Leichtigkeit werden Kunst- und Werkformen geschaffen und ebenso verwickelte Gewölbe- und Treppenanlagen hergestellt. Dann gestattet auch die rationelle Verwertung der Festigkeitseigenschaften der verbundenen Materialien eine bedeutende Verminderung der Konstruktionshöhe, sowie eine weite Stellung der Stützen; denn selbst beim Vorhandensein

---

und schließlich noch mit 1281 kg/m² bis zum Bruch belastet. Bei 1194 kg/m² Belastung zeigte sich eine Durchbiegung von 18 mm. Die Gitterträger zeigten nach dem Brande (also vor der Belastungsprobe) weder eine Rissebildung noch eine meßbare Durchbiegung.

schwerer Lasten können die Decken infolge ihrer großen Tragfähigkeit sehr weit gespannt werden. Die Anzahl der erforderlichen Säulen wird dadurch auf ein Minimum beschränkt, weshalb die Räume wesentlich an Uebersicht gewinnen, der Luftwechsel ein besserer und die Helligkeit bedeutender wird. Gerade für Räume, die im Grundriß und in der Höhe gewissen Einschränkungen ausgesetzt sind, haben die letztgenannten Vorteile eine ganz besondere Wichtigkeit. Ein schönes Beispiel für die außerordentlich hohe Tragfähigkeit von Verbundkonstruktionen bietet die Belastungsprobe einer Kellerstütze im neuen Hansahaus zu Düsseldorf. Der Querschnitt der Stütze war quadratisch (27 · 27 cm), die Höhe betrug 3 m, und die Armierung bestand aus 4 symmetrisch angeordneten Einlagen von je 1,8 cm Durchmesser. Bei einer Gesamtbelastung von 150000 kg zeigten sich nirgends Risse. Nur die Nachgiebigkeit des Baugrundes machte eine noch höhere Belastung unmöglich.

Die Betoneisenkonstruktionen sind widerstandsfähig gegen **heftige Erschütterungen.** Es üben z. B. die Stoßwirkungen schnellgehender Maschinen keinen schädlichen Einfluß aus, was durch viele Versuche und jahrelange Erfahrungen vollauf bestätigt ist. Infolge der außerordentlichen Elastizität des Baustoffes werden auch die bei Eisenbahnbrücken auftretenden Stöße durch armierte Betongewölbe besser aufgenommen als durch Gewölbe von irgend einem anderen Material, trotz der in bedeutend geringerem Umfange verbrauchten Betonmasse.[1]) Die Stoßwirkung wird an der betreffenden Stelle nicht in besonderer Weise vergrößert, sondern auf alle Teile der Konstruktion überführt, weshalb ein Durchschlagen oder Zerbröckeln des Baustoffes an jener Stelle ausgeschlossen ist. Es tritt nur ein Erzittern des Ganzen ein; die lebendige Kraft des Stoßes erschöpft sich auf diese Weise, und dem Bauwerk wird kein Schaden zugefügt. Gerade diese Widerstandsfähigkeit gegen Erschütterungen jeglicher Art bietet wiederum einen wesentlichen Vorteil bei einem Brande; denn die Befürchtung, daß

---

[1]) Vergl. Kersten, Brücken in Eisenbeton, S. 5.

z. B. eine Deckenkonstruktion aus Eisenbeton durch herabfallende Gegenstände, Maschinenteile, Waren usw. zerschlagen werde, entbehrt zumeist jeglicher Begründung. Es gibt wohl kaum eine andere Konstruktion, welche gleich gut befähigt ist, bei einem Brande den herabfallenden schweren Maschinen- und Eisenteilen einen ebensolchen erfolgreichen Widerstand zu bieten. — Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die Verbundkonstruktionen gerade wegen ihrer großen Elastizität ausgiebige Verwendung bei Festungsbauten finden.

Dann kann auch nicht abgeleugnet werden, daß die Eisenbetonbauten in Herstellung wie Unterhaltung zumeist **billiger** und **dauerhafter** sind als Bauten anderer Art. Durch ihre Erfindung ist man in die Lage gesetzt, an Stelle der üblichen schweren Konstruktionen viel leichtere herzustellen, welche infolge der vollendeten Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften und der entsprechend geringeren Masse an Material schon bedeutend weniger Kosten verursachen. Die beträchtlichen Ausgaben für Herstellung der Verschalungen sind zwar nicht zu verschweigen, können jedoch durch Verbesserung und Vereinfachung der Schalung, sowie durch eine zweckentsprechende Unterweisung der Arbeiter wesentlich vermindert werden. Kostspielige Bearbeitungs- und Brennprozesse, wie solche bei Bauten in Natur- und künstlichen Steinen erforderlich sind, kommen bei den Verbundkonstruktionen gänzlich in Fortfall. Mit Herstellung der Schalung, billigster Herbeischaffung der erforderlichen Materialien und Einstampfen des Betons ist die Bauausführung in der Hauptsache erledigt. Unterhaltungskosten fallen gänzlich fort, wie man auch in Betracht ziehen muß, daß infolge der schnellen und einfachen Verarbeitung der Baustoffe an Arbeitstagen bedeutend gespart werden kann. Es bedarf z. B. ein Moniergewölbe zu seiner Herstellung kaum der Hälfte der Zeit, die ein Gewölbe anderer Bauart gebrauchen müßte.[1]) Zieht man

[1]) Eine Fußgängerbrücke auf der Linie Koblenz—Trier (Spannweite des Hauptbogens 17,6 m, Breite 1,6 m, Scheitelstärke 15 cm) wurde nach 5 monatlicher Bauzeit dem Verkehr übergeben. Die Baukosten betrugen bei frachtfreier Beförderung der Baumaterialien und Gerätschaften insgesamt 4300 ℳ (vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau. II. 2. Aufl. S. 82).

Die Kosten des auf S. 9 erwähnten Wasserturms betrugen 19000 ℳ, also für 1 cbm Wasserraum nur 146 ℳ.

schließlich noch in Betracht, daß bei den Betonkonstruktionen eine feuersichere Ummantelung oder ein besonderer Anstrich der sonst bloßliegenden Eisenträger ausgeschlossen ist, so muß wohl eingestanden werden, daß die Verbundkonstruktionen anderen Bauarten gegenüber auch den Vorzug der Billigkeit aufweisen. Eine Ausnahme machen zwar die Holzdecken, die wohl billiger herzustellen sind, jedoch in hygienischer Hinsicht viel zu wünschen übrig lassen.

Denn gerade was **Hygiene** anlangt, ist der Wert einer Eisenbetonkonstruktion namentlich für Schulen und Krankenhäuser besonders hoch anzuschätzen. Wir haben es mit einem vollkommen schwammsicheren Baustoffe zu tun; ein Stocken und Faulen, sowie die Bildung von Pilzen ist ausgeschlossen, ebenso auch das Vorhandensein von Ungeziefer infolge Mangels an geeigneten Schlupfwinkeln. Besonders die Holzdecken begünstigen durch die erforderlichen Ausfüllungen in bester Weise das Fortbestehen von Ungeziefer sowie das Entwickeln von Krankheitserregern aller Art. Größere Staubansammlungen sind gleichfalls ausgeschlossen, da es an freiliegenden Trägerflanschen fehlt.

Die Befürchtungen der Architekten, daß die Eisenbetonkonstruktionen sich für eine **künstlerische Behandlung** wenig oder gar nicht eignen, sind gänzlich unbegründet. Man kann monumental wirkende Bauwerke schaffen; anderseits lassen sich Bekleidungen aus Stuck und anderen Stoffen leicht und sicher am Beton befestigen. Außerdem bieten die weitgespannten Decken große wirksame und leicht verzierbare Flächen, die wie beim Kalkstein mit Oelfarbe gestrichen werden können. In neuester Zeit behandelt man sogar den Beton (namentlich bei Hausfassaden) in vollkommen gleicher Weise wie Granit und Sandstein mit Meißel und Schlägel zur Bildung architektonischer Verzierungen, die einmal wegen der Festigkeit und Wetterbeständigkeit des Betons zumeist dauerhafter sind als bei Natursteinen und sich dann auch im Preise je nach den Umständen bis zu 50 vH. niedriger stellen. Voraussetzung ist allerdings, daß der Beton in zweckentsprechender Weise durch Verwendung eines geeigneten Sand- und Schottermaterials

gemischt wird (vgl. S. 49). Auch kann man ihn wie den Naturstein durch Silikate und Fluate gegen Witterungseinflüsse schützen (sehr gut ist z. B. das Keßlersche Magnesia-Fluat).[1]) Aesthetische und wirtschaftliche Gesichtspunkte stimmen nicht immer überein. Es wird sich empfehlen, schon bei der Entwurfsbearbeitung eines größeren Bauwerks den kunsterfahrenen Architekten zu Rate zu ziehen; denn ist das Bauwerk erst einmal theoretisch und konstruktiv durchgearbeitet, die Linienführung, die Flächenteilung usw. festgelegt, so ist dem Architekten das notwendigste Werkzeug seiner künstlerischen Beihilfe bereits fortgenommen. Man vermeide jede Scheinarchitektur, jede unbegründete Anhäufung von Schmuckornamenten. Schon viele namhafte Architekten haben der ästhetischen Ausbildung von Eisenbetonbauwerken, seien es nun Brücken oder Gebäude, Warenhäuser oder dergleichen, ihr besonderes Interesse bekundet und im Verein mit dem Ingenieur hervorragendes geleistet. Erwähnt seien hier nur die neuen Eisenbetonbauten in München, Brücken und Warenhäuser.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß man den Beton auch **wasserdicht** machen kann, welcher Umstand für die Verwendung des Eisenbetons zu Wasserbehältern, Röhren, Kaimauern, Fundierungen usw. von größter Bedeutung ist. Am einfachsten ist wohl die Anbringung einer Verputzschicht aus recht fettem Mörtel. Den gleichen Zweck erreicht man durch einen Anstrich mit Asphalt oder Fluaten. Im übrigen wächst die Wasserdichtigkeit einer gewöhnlichen Betonmischung mit zunehmendem Alter und mit entsprechender Erhöhung des Zementanteils.

III. Die Baustoffe.

A. Der Portlandzement.

Der wichtigste Baustoff für die Herstellung des Eisenbetons ist der Zement, und zwar darf nach den amtlichen

[1]) Vergl. Seite 60 u. 61.

Bestimmungen nur der sogenannte „Portlandzement“ verwendet werden.

Derselbe gehört zu den hydraulischen Mörtelarten, die unter dem Einfluß des Wassers zur Erhärtung gelangen und dabei an Festigkeit gewinnen. Schon die Römer kannten die Vorzüge solcher Mörtel; sie mischten vulkanische Aschen mit gelöschtem Kalk und verwandten das so gewonnene Bindematerial in umfangreichster Weise zu ihren Wasser- und Brückenbauten sowie zur Herstellung von Treppen, Wänden und Fußböden. Schließlich kam man auf den Gedanken, solchen hydraulischen Mörtel in künstlischer Weise zu erzeugen. Es wurden zu diesem Zweck vielfach Versuche gemacht, die aber samt und sonders zu keinem rechten brauchbaren Resultate führten. Endlich gelang es im Jahre 1824 dem Engländer Joseph Aspdin, durch Brennen natürlicher Kalksteine einen vorzüglichen hydraulischen Mörtel zu erzielen, den er „Portlandzement“ nannte. Infolge der günstigen maritimen Lage des Landes fand die neue Mörtelart wegen ihrer großen Festigkeit und der guten hydraulischen Eigenschaften in England bald eine allgemeine und vielseitige Anwendung.

Deutschland begann erst 30 Jahre später mit der Fabrikation von Portlandzement. Im Jahre 1855 wurde in Stettin die erste große Portlandzement-Fabrik gegründet, deren Erzeugnis den englischen Zement schließlich an empfehlenswerten Eigenschaften noch übertraf. Nach und nach entstanden andere Fabriken, die ein gleich gutes, den höchsten Anforderungen an Festigkeit und Raumbeständigkeit entsprechendes Material liefern konnten. Die Ueberlegenheit des deutschen Zements gegenüber dem englischen wurde bald zur unumstößlichen Tatsache. Der Grund hierzu ist vor allem in dem Umstand zu suchen, daß man sich in England ohne irgendwelche Prüfung des Materials begnügte. Man schloß einfach von der Farbe des Steinmehls auf seine Güte; man befühlte und rieb es mit den Fingerspitzen und glaubte so den Wert des Zements zu erkennen. In Deutschland machte sich aber bald das Bedürfnis nach einer eingehen-

den Prüfung des Materials geltend. Den empirischen Brennproben der Engländer wurden in Deutschland gründliche, wissenschaftliche Untersuchungen und Prüfungen des Zements gegenübergestellt. Das in den deutschen Fabriken hergestellte Material wurde immer besser und vor allem auch billiger, so daß sich heutzutage der deutsche Portlandzement alle Weltmärkte erobert hat, ja sogar schon in großen Mengen nach England exportiert wird.

Wenn man nun noch bedenkt, daß die für die Erzeugung des Portlandzements erforderlichen Stoffe — Ton und Kalkstein — an und für sich ganz wertloser Art sind, daß also der eigentliche Wert des Produkts fast ausschließlich durch die Arbeit der Herstellung erzielt wird, muß man wohl die eminente Bedeutung der heutigen Portlandzement-Industrie für alle Zweige der Bautechnik zugeben.

Die Herstellung des Portlandzements.

Die ganze Herstellungsweise des Portlandzements entspricht seiner vom Verein Deutscher Portlandzement-Fabrikanten aufgestellten Begriffserklärung:

> „Portlandzement ist ein Produkt, entstanden durch innige Mischung von kalk- und tonhaltigen Materialien als wesentlichsten Bestandteilen, darauffolgendem Brennen bis zur Sinterung und Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit.“[1])

Die für die Herstellung des Portlandzements erforderlichen Rohmaterialien (Kalk und Ton) werden vor ihrer eigentlichen Verwendung von allen anhaftenden Erdteilchen befreit; denn nur ganz reine Materialien sollen zur Zementbereitung genommen werden. Die so vorbereiteten Stoffe sind dann zu

---

[1]) Zwecks schärferer Unterscheidung des Portlandzements von Schlacken- und anderen Mischzementen ist seitens des genannten Vereins folgender abgeänderter Wortlaut obiger Definition in Vorschlag gebracht worden: „Portlandzement ist ein hydraulisches Bindemittel von nicht unter 3,1 spezifischem Gewicht, bezogen auf geglühten Zustand, und mit nicht weniger als 1,7 Gewichtsteilen Kalk auf 1 Gewichtsteil Kieselsäure + Tonerde + Eisenoxyd, hervorgegangen aus einer innigen Mischung der Rohstoffe durch Brennen bis mindestens zur Sinterung und darauffolgende Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit.“

mischen und zu feinstem Mehle zu verarbeiten, und zwar ist ihre chemische Wirksamkeit um so größer, je qualitativ besser sie sind, je gleichmäßiger die Mischung ist und je feiner sie gemahlen werden.

Die Reinigung der Rohmaterialien sowie die Mahltätigkeit geschehen gleichzeitig entweder auı trockenem Wege (Trockenverfahren) oder auf nassem Wege (Naßverfahren). Bei dem Trockenverfahren wird, wie schon der Name besagt, ohne Verwendung von Wasser, also vollkommen trocken gemahlen; und zwar gelangt dieses Verfahren zumeist dann zur Anwendung, wenn der gebrauchte Steinschlag recht hart ist. Das gewonnene Mehl wird ein wenig angefeuchtet, durch kräftigen Druck — in Ziegelpressen — zu Steinen geformt und diese schließlich bis zur Sinterung gebrannt. Bei dem Naßverfahren, dem sogenannten Schlämmen, das in der Regel bei Verwendung weicher Kalksorten vorgenommen wird, geschieht das Reinigen, Mischen und Mahlen zu gleicher Zeit unter Wasserzuführung. Die gewonnene Masse wird in Gruben geleitet, dort zum Setzen gebracht und nach Erlangung einer gewissen Steifigkeit in Form faustgroßer Stücke getrocknet und schließlich gebrannt.

Zum Mischen verwendet man am besten die sogenannten Mörtelmischmaschinen, die sowohl durch Hand- als auch durch Maschinenkraft getrieben werden und der Mischarbeit mit bloßer Hand gegenüber die Vorteile vollkommenerer und besserer Mischung, größter Zeit- und Raumersparnis bieten. Vor allem sind auch solche Maschinen infolge ihrer zweckmäßigen Anordnung überall leicht aufzustellen und zu transportieren.[1])

Das Brennen der getrockneten Steine erfolgt zumeist bei ununterbrochenem Betriebe in Ring- oder Dietzschen Etagenöfen. Von der richtig gewählten Maximaltemperatur ist die Güte des Zements in hohem Grade abhängig. Eine

---

[1]) Gute Maschinen dieser Art liefern die „Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Bünger und Leyrer“, Düsseldorf-Derendorf; die Firmen Gauhe, Gockel und Cie., Oberlahnstein a. Rh.; Alfred Kunz und Cie., Kempten; Beyer und Zetzsche, Plauen i. V. u. v. a., vergl. auch S. 40 u. 41.

zu hohe Temperatur, die eine vollkommene Schmelzung der Steine erzielen würde, darf nicht eintreten, da dann ein sogenanntes totes Material entsteht, welches zur weiteren Verwendung nicht gut geeignet ist.

Die gebrannten Steine, die sogenannten „Zementklinker", werden einige Zeit der freien Luft ausgesetzt, dann mittels Maschinen (Steinbrecher, Kugelmühlen) roh zerkleinert und schließlich durch Stampfen oder Mahlen zu Pulver verarbeitet. Dieses Pulver, den eigentlichen Portlandzement, läßt man eine Zeitlang in trockenen, luftigen Räumen „ablagern", damit es an Bindekraft gewinnt.

Dann erst erfolgt die Verpackung in Fässern und Säcken, die ebenfalls trocken zu lagern sind, wodurch die Güte des Zements noch erhöht wird. Ein Normalfaß Portlandzement von 170 kg Nettogewicht enthält etwa 122 Liter und ein Sack von 70 kg etwa 50 Liter. Fässer und Säcke sollen außer der Gewichtsangabe auch die Fabrikmarke der liefernden Firma aufweisen. Die leeren Fässer und Säcke werden, wenn gut erhalten, von den Fabriken zurückgenommen und in bestimmter Weise verrechnet.

Alle Mörtelarten, welche zwecks Verbilligung in anderer als der beschriebenen Weise hergestellt werden, sind keine Portlandzemente und, falls sie unter diesem Namen dennoch in den Handel kommen sollten, lediglich als Fälschungen zu betrachten. Jegliche Zutaten beim Brennen sind verwerflich, vor allem mineralische Farbstoffe, die dazu dienen sollen, dem Zement ein besseres Aussehen zu verleihen. Die Beigabe solcher geschieht fast immer auf Kosten der Festigkeit des Zements; nur das Ultramarin macht hier wegen seiner hydraulischen Eigenschaften eine Ausnahme und kann sogar in ganz beträchtlichen Mengen beigefügt werden.

Gute Portlandzemente haben etwa folgende chemische Zusammensetzung:

Kalk	59	bis	65	vH.
Kieselsäure	20	„	26	„
Tonerde und Eisenoxyd	7	„	14	„
Magnesia	1	„	3	„

und außerdem noch geringe Spuren von Alkalien (bis 3 vH.) und Schwefelsäure (bis 2 vH.). Es ist empfehlenswert, bei Herstellung des Portlandzements innerhalb dieser gegebenen Grenzen zu bleiben, auch bei Berücksichtigung der verschiedentlich beschaffenen Rohmaterialien. Ein geringer Zusatz von Gips in ungebranntem Zustande (bis 2 vH.) ist noch erlaubt, und zwar beim Mahlen des Zements. Er erhöht sogar die Festigkeit desselben und bewirkt bei rasch bindendem Zement eine Verlängerung der Abbindezeit.

Eigenschaften des Portlandzements

Der Portlandzement ist ein feines, kaum fühlbares Pulver von grünlich- oder bläulich-grauer Farbe. Sein spezifisches Gewicht beträgt in frisch gebranntem Zustande je nach der Höhe des Kalkgehalts und der Güte des Brennens bis 1,3 (lose eingelaufen), und bis 1,95 (eingerüttelt), ist also höher als das spezifische Gewicht fast aller anderen Bindemittel.

Mit Wasser angerührt, bildet der Zement nach einer gewissen Zeit einen starren Körper, der um so fester wird, je länger er dem Einflusse der Luft oder des Wassers ausgesetzt ist. Den Uebergang aus dem breiförmigen in den starren Zustand nennt man das Abbinden des Zements, die dazu erforderliche Zeit die Bindezeit und die weitere Zunahme an Festigkeit den Erhärtungsprozeß. Man spricht dann von einem „abgebundenen" Zement, wenn man nicht mehr imstande ist, durch leichten Druck des Fingernagels einen bleibenden Eindruck zu verursachen. Beide Prozesse sind nicht miteinander zu verwechseln: der Erhärtungsprozeß beginnt erst dann, wenn die Bindezeit bereits beendet ist, und findet seinen Abschluß mit Erreichung der höchsten Festigkeit, die unter Umständen erst nach Jahren eintritt. Ruhe und Schutz vor zu schnellem Austrocknen begünstigen den Bindeprozeß in hervorragendem Maße. Es wird sich beim Abbinden des Portlandzements immer eine kleine Temperaturerhöhung zeigen, die um so größer ausfällt, je schneller der Zement bindet. Wird ein bereits abgebundener Zement nochmals mit Wasser angerührt, so besitzt er wenig oder gar keine Erhärtungs-

fähigkeit. Man muß deshalb immer nur so viel Masse herstellen, als in der verfügbaren Zeit verarbeitet werden kann. Je nach der Dauer der Bindezeit unterscheidet man rasch und langsam bindenden Zement. Der letztere erstarrt erst nach einer mindestens zweistündigen Bindezeit und ist seiner größeren Festigkeit wegen dem rasch bindenden Zement vorzuziehen. Letzterer wird besonders bei Bauten unter Wasser, bei Gesimskonstruktionen, sowie bei der Herstellung von Eisenbetonröhren verwandt, wo zumeist ein schnelles Abbinden notwendig ist. Der obenerwähnte Zusatz von Gips hat lediglich den Zweck, einen rasch bindenden Zement, ohne Gefährdung seiner Festigkeit, langsamer bindend zu machen. Und umgekehrt ist man in der Lage, dem langsam bindenden Zement durch Anmachen mit warmem Wasser (in geringerer Menge) zu einer kürzeren Bindezeit zu verhelfen. Natron und Kali verkürzen ebenfalls die Bindezeit, während schwefelsaure Salze und Chlorcalcium eine Verlängerung des Bindeprozesses bewirken. Ebenso vergrößert ein zu hoher Wasserzusatz die Bindezeit des Zements. Aber auch die jeweilig herrschende Temperatur der Luft hat einen wesentlichen Einfluß auf die Bindezeit; denn bei trockener und warmer Witterung wird der Zement schneller abbinden als bei feuchter und kalter Temperatur. Für den Eisenbetonbau kommen die schnell bindenden Zemente wenig oder gar nicht in Frage, da sie einmal wegen der kurzen Bindezeit ein jedesmaliges Anmachen von nur geringen Mengen gestatten und dann auch die geringe Festigkeit des Zements den hohen Anforderungen der Verbundkonstruktionen nicht entsprechen würde. Der gegebene Vorteil einer rascheren Ausschalung ist nicht imstande, die schnell bindenden Zemente beim Eisenbetonbau in ein günstigeres Licht zu stellen. Genauere Angaben über die Festsetzung der Bindezeit sind aus den amtlichen „Normen“ ersichtlich.

Was nun die Festigkeit des Portlandzements anlangt, so wächst dieselbe, wie bereits erwähnt, mit der Dauer des Erhärtungsprozesses, erlangt aber schon nach wenigen Tagen, wenn Ruhe und Schutz vor zu schnellem Austrocknen während

des Bindeprozesses gegeben sind, einen verhältnismäßig hohen Grad. Besonders am Anfang der Erhärtungsperiode nimmt die Festigkeit ganz bedeutend zu, während sie späterhin langsamer fortschreitet. In der Praxis nutzt man vor allem die Druckfestigkeit des Materials aus, da seine Zugfestigkeit ungefähr 8 bis 12mal so gering ist. Am einfachsten gestaltet sich die Prüfung der Zugfestigkeit, weil sie weniger Material erfordert und deshalb rascher und billiger auszuführen ist. Die Druckfestigkeit bestimmt man dann auf Grund des oben angegebenen Verhältnisses beider Festigkeiten. Doch wird es immer empfehlenswert sein, die Druckfestigkeit des Zements durch besondere Druckproben direkt zu ermitteln, da der Rückschluß auf die ermittelte Zugfestigkeit kein genaues, einwandfreies Resultat liefern kann und überdies auch die Druckfestigkeit für die Beurteilung des Zements am wichtigsten ist.

Der Portlandzement ist wesentlich raumbeständiger als andere Zemente, d. h. Hitze und Kälte sowie Nässe und Trockenheit beeinflussen den Rauminhalt in weit geringerem Maße. Eingehende Versuche haben zwar erwiesen, daß der Portlandzement im Wasser eine kleine Dehnung und an der Luft eine kleine Schwindung erfährt und daß diese beiden Erscheinungen im Anfang der Erhärtung stärker auftreten, um schließlich im Laufe der Zeit gänzlich zu schwinden. In der Regel hat man aber nicht nötig, auf solche Volumenänderungen ihrer Geringfügigkeit wegen Rücksicht zu nehmen. Will man es dennoch tun, so kann man bei größeren Massen für Anbringung durchgehender Schnittfugen Sorge tragen und diese dann mit einem elastischen Körper, am besten Asphalt, ausfüllen. Je magerer der Beton ist, um so geringer werden die Raumänderungen sein, um so niedriger wird aber auch der Festigkeitsgrad werden.

Nicht identisch mit solchen rein natürlichen Raumänderungen ist das sogenannte „Treiben“, eine Erscheinung, die man oft bei fehlerhaften Zementen bemerken kann und die in einer starken unnatürlichen Ausdehnung des bereits abgebundenen Zements zu suchen ist. Beim Erhärten unter

Wasser erscheinen solche Raumänderungen früher als an der Luft.

Das Treiben kann verursacht werden durch

eine allzu grobe Mahlung des Rohmehls als auch des Zements,

eine nicht vollkommen homogene Mischung des Rohmehls,

einen zu hohen Kalkgehalt,

ein mangelhaftes Brennen,

einen hohen Gehalt an raumverändernden Stoffen, wie Magnesia,[1]) Schwefelverbindungen usw.

Stark treibende Zemente sind sogar imstande, angrenzende Mauerkörper zu deformieren oder zu sprengen. Bei gutem, gewissenhaft hergestelltem Portlandzement ist ein derartiges Treiben völlig ausgeschlossen.

Man erkennt das Treiben eines Zements an dem Auftreten von sogenannten „Treibrissen", die also lediglich auf eine schlechte Fabrikation zurückzuführen sind und zum Unterschiede von den Schwindrissen sich erst nach erfolgtem Abbinden zeigen. Nicht zu verwechseln mit diesen Treibrissen sind die „Haarrisse", welche sich bei älteren im Freien liegenden Zementstücken zeigen und durch den vielmaligen Wechsel von Nässe und Trockenheit verursacht werden. Besonders beim Putz im Freien lassen sich Haarrisse schlecht fernhalten, namentlich bei zu fetter Mischung. Ein gutes Mittel zur Verhütung solcher Erscheinung ist die Anordnung von Blendfugen im Putz, welche die Gesamtfläche in kleinere Teile zerlegen. Auch empfiehlt es sich, die Putzflächen in der Abbindezeit durch nasse Tücher und durch Besprengen stets feucht zu halten. Ebenso schütze man die frischen Schichten vor Sonnenbestrahlung und Wind, da sonst dem Mörtel die Feuchtigkeit zu schnell entzogen wird. Bei rauhen Betonflächen treten übrigens die Risse nicht so rasch auf als bei glatten Flächen. Die „Schwindrisse" entstehen

---

[1]) Das Treiben infolge eines zu hohen Magnesiagehalts tritt erst spät nach erfolgtem Abbinden ein, ist dann aber auch ganz besonders gefahrbringend.

bereits während der Bindezeit (namentlich bei allzu feiner Mahlung) durch zu schnelles Austrocknen in Zugluft, durch Sonnenhitze oder durch öfteren Wechsel von Trockenheit und Feuchtigkeit, sind aber vollkommen belanglos. Haar- und Schwindrisse lassen sich in erster Linie durch Zusatz von Sand völlig und sicher vermeiden. Sand macht den Zement, schon bei einem Mischungsverhältnis 1 : 1, wetterbeständig, eine Eigenschaft, die dem reinen, ohne Sandzusatz versehenen Zement nicht innewohnt.

Die Prüfung des Portlandzements.

Die amtlichen Bestimmungen verlangen folgendes:

„Es darf beim Eisenbetonbau nur Portlandzement verwendet werden, der den preußischen Normen[1]) *entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit, sowie über Zug- und Druckfestigkeit enthalten."*

Die in dieser Bestimmung erwähnten preußischen Normen geben genauen Aufschluß über Art und Weise der geforderten Prüfungen. Da nun in den seltensten Fällen der Käufer imstande ist, die Ware beim Einkauf richtig zu beurteilen, möchten folgende Winke für den Einkauf von Portlandzement am Platze sein.

Zunächst muß man sich darüber vergewissern, ob man den Zement vom Hersteller oder Händler erhält, da es eine ganze Reihe von Produkten gibt, welche zwar äußerlich dem Portlandzement ähnlich sehen und auch annähernd die Eigenschaften des Portlandzements besitzen, ohne deshalb Portlandzement zu sein. Gerade in neuester Zeit machen sich diese Zementsorten ganz besonders auf dem Markte breit. Zu dieser Klasse gehören die sogenannten Eisenportlandzemente[2]) und die Schlackenzemente, welche unter den ver-

---

[1]) Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und Anweisung für die Ermittlung des Nettogewichtes bei der Abnahme von Portlandzement. (Runderlasse des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 28. Juli 1887 und 23. April 1897.) Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W 66; Preis 30 Pf.

[2]) Eisenportlandzement wurde früher ohne weiteres als Portlandzement in den Handel gebracht. Jetzt wird für alle diejenigen Zemente, welche nach

schiedensten hochklingenden Namen in den Handel gebracht werden. Da alle diese Zemente mehr oder weniger im äußeren Aussehen dem Portlandzement gleichen, aber nicht dem echten Portlandzement ebenbürtig sind, so ist äußerste Vorsicht geboten, umsomehr, als die Verpackung dieser Zemente genau der des Portlandzements gleicht. Es gibt beispielsweise Romanzemente, welche, nach den Normen geprüft, die geforderten Festigkeiten wohl erreichen, sonst aber durchaus nicht dem Portlandzement ebenbürtig sind. Man kaufe nur solche Ware, bei der man sicher ist, daß ein Zusatz von minderwertigen Stoffen nicht stattgefunden hat. Diese Sicherheit hat man in allen Fällen, wenn man den Zement von einer Fabrik bezieht, welche dem „Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten“ angehört. Diesem Vereine gehören bei weitem die meisten Portlandzementfabriken Deutschlands an, vor allem diejenigen Fabriken, deren Ware seit Jahren auf dem Zementmarkte einen guten Ruf genießt. Die Mitglieder des Vereins haben sich bei hoher Strafe verpflichtet, nur Portlandzement in den Handel zu bringen, welcher frei von jeglichen Beimengungen ist; und dieser Umstand hat das Vertrauen auf den deutschen Portlandzement wesentlich gestärkt.

Leider ist die Feststellung, ob es sich um Mischprodukte oder reinen Portlandzement handelt, für den Verbraucher nicht ohne weiteres durchführbar, weil es zur Zeit noch an einem einfach auszuführenden Verfahren mangelt. Zwar besitzt die Wissenschaft Mittel und Wege, unerlaubte Zusätze jederzeit im Laboratorium zu ermitteln; aber diese Untersuchungen sind zeitraubend und nur durch die Hand eines Fachmannes auszuführen. Man geht also unter allen Umständen sicher, Fälschungsprodukte zu vermeiden, wenn man nur diejenigen

---

dem Brennen einen Zusatz von Schlackenmehl erfahren, der Name „Eisenportlandzement“ gewählt. Wenn auch diese Sonderbezeichnung wenig zutreffend ist, so läßt sich doch vor der Hand nichts dagegen einwenden, zumal ja nur gekennzeichnet werden soll, daß „Eisenportlandzement“ etwas anderes ist als „Portlandzement“. Für Gründungs- und Wasserbauten, also für massige Körper, die keine bedeutenden Festigkeitseigenschaften aufweisen müssen, ist der Eisenportlandzement ganz gut geeignet. Wird er jedoch zu Putzarbeiten verwendet, so kann es leicht eintreten, daß die enthaltenen Schwefelverbindungen einen sehr schädlichen Einfluß auf die Haltkraft des Putzmörtels ausüben.

Marken kauft, deren Hersteller dem Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten als Mitglied angehören.

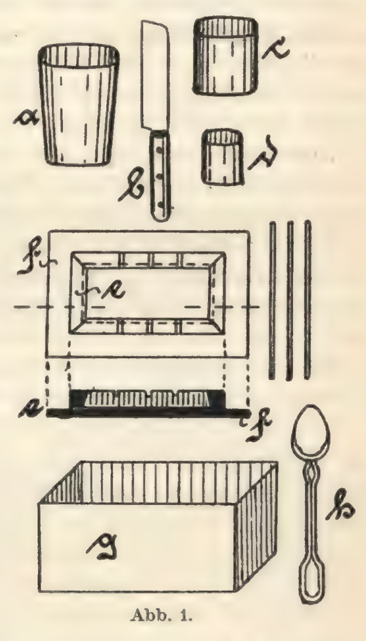
Der Einkäufer wird in allen Fällen gut daran tun, der Fabrik mitzuteilen, zu welchem Zweck er die Ware benutzen will. Farbe und Gewicht des Portlandzements geben zunächst einen Anhalt, ob man es mit guter Ware zu tun hat. Portlandzement soll ein graugrünes, feines, sich scharf anfühlendes Pulver darstellen und muß ein hohes Eigengewicht haben. Jedes Faß Zement muß im Normalgewicht von 180 kg brutto in den Handel kommen. Dieses Gewicht ist vorschriftsmäßig auf jedem Faßetikett anzubringen; die halben Fässer haben ein Gewicht von 90 kg. Gute Zemente, welche ein hohes Eigengewicht haben, werden einen kleineren Raum einnehmen als Zemente mit leichterem Eigengewicht, und bietet also schon die Größe der Fässer einen gewissen Anhalt dafür, ob man es mit guter Ware zu tun hat, weil der Zement in den Fässern genügend fest verpackt sein muß, um den Transport aushalten zu können. Alle anderen hydraulischen Bindemittel, ebenso die mit Fälschprodukten versetzten Zemente weisen ein niedrigeres Eigengewicht auf, und die Gewichtseinheit nimmt infolgedessen einen größeren Raum ein. Das geübte Auge wird also schon durch die Größe der Fässer die gute von der zweifelhaften Ware unterscheiden.

Um dem Laien eine einfache, leicht verständliche Zementprüfung zu ermöglichen, hat A. Ritter einen kleinen Apparat zusammengestellt, der eine schnelle Beurteilung der Binde- und Erhärtungsfähigkeit, der Raumbeständigkeit und bis zu einem gewissen Grade selbst der Festigkeit des Zements gestattet.

Der Rittersche Apparat (Abb. 1) besteht aus einem Anrührbecher *a*, einem Messer *b* zum Anrühren, einem Meßbecher *c* für Zement, einem Meßbecher *d* für Wasser, einer innen konischen Form *e* mit 3 Eisenstäbchen, einer Eisenplatte *f*, einer Zinkblechwanne *g*, einem Blechlöffel *h*.

Man legt beim Gebrauch auf die Eisenplatte ein gleich großes, reichlich angefeuchtetes Blatt Papier, streicht dasselbe glatt und legt dann die Form darauf. Jetzt füllt man

den Meßbecher für Zement mit Hilfe des Löffels ganz lose mit Zement, was ungefähr 100 g Zement entsprechen dürfte, und schüttet ihn dann in den Anrührbecher. Nun füllt man den Meßbecher für Wasser bis an die Marke mit reinem Wasser, was ungefähr 30 ccm Wasser entsprechen dürfte, und entleert ihn ebenfalls in den Anrührbecher. Man arbeitet dann Zement und Wasser, mit dem Spatel umrührend, etwa 2 Minuten lang kräftig durcheinander, so daß ein Brei von annähernd Sirupdicke entsteht. Etwa nötig werdende Ausgleiche in dem Verhältnis von Zement zum Wasser ergeben sich durch einige Uebung leicht von selbst. Den erhaltenen Zementbrei bringt man dann in die Form, wobei man die Form seitlich einige Male leicht klopft, um gleichmäßiges Setzen des Breies zu erzielen.


Abb. 1.

Nachdem man nun auch die 3 Stäbchen in die Kerben gedrückt hat, merkt man die Zeit an. Nach Verlauf von $^1/_2$ bis $1^1/_2$ Stunden, d. h. wenn der Zementbrei so weit abgebunden hat, daß er nicht mehr läuft, zieht man die Eisenstäbchen vorsichtig seitlich heraus und prüft in Zeiträumen von 15 bis 30 Minuten den Zement dahin, ob ein leiser Druck mit dem Fingernagel noch deutlich bemerkbar ist. Ist dies nicht mehr der Fall, so betrachtet man den Zement als abgebunden.

Die seit dem Ausgießen in die Form bis zum Abbinden verflossene Zeit notiert man mit einem weichen Bleistift auf der Zementtafel. Es wird sich empfehlen, die Zementtafel noch

$^1/_2$ Stunde in der Form zu lassen und sie erst dann herauszunehmen. Hierauf wird die Zementtafel umgedreht und vom Zeitpunkt der Herstellung an gerechnet 24 Stunden liegen gelassen. Nach Ablauf dieser Zeit wird die Zementtafel so in die mit reinem Wasser gefüllte Zinkwanne gestellt, daß sie vom Wasser vollständig bedeckt und umspült wird.

Nach 2- bis 3 tägiger Aufbewahrung unter Wasser nimmt man die Zementtafel heraus, betrachtet sie genau, ob irgendwelche Risse an den Rändern sichtbar geworden sind, da dies auf Treiben des Zements deuten würde, und bricht sie an dem mittleren Teilstrich durch. Die entstandenen Hälften bringt man in die Wanne zurück. Nach Verlauf weiterer 3 bis 7 Tage bricht man die eine Hälfte durch, die andere Hälfte dann vielleicht nach 2 bis 3 Wochen. Die dadurch erhaltenen 4 Viertel kann man dann an der Luft, d. h. also außer Wasser, noch zu weiterer Beobachtung aufbewahren. Die nach gewissen Zeiträumen an den eingekerbten Stellen wiederholten Brechversuche geben durch das Gefühl der gesteigerten Kraftanwendung, die zum Durchbrechen nötig wird, ganz handgreiflichen deutlichen Aufschluß, ob der in Frage stehende Zement in steigendem Maße an Härte und Festigkeit zunimmt.

Dieser Rittersche Apparat[1]) sowie alle anderen Apparate zur Prüfung der Form und Feinheit des Kornes, der Farbe und des Gewichts, des Abbindens und der Bindezeit, des Erhärtens, der Festigkeit, der Raumbeständigkeit, der Haar- und Schwindrisse, des Verhaltens gegen hohe Hitze und Kälte und der Zusätze, vornehmlich der betrügerischen Beimengungen, können u. a. vom Chemischen Laboratorium für Tonindustrie, Professor Dr. H. Seeger u. E. Cramer, Berlin NW. 21, Dreysestraße 4, bezogen werden. Auf Antrag des Vereins deutscher Zementfabrikanten wird in streitigen Fällen zwischen den Baubehörden und den Fabrikanten über die Qualität von Portlandzement die Königliche mechanisch-technische Versuchsanstalt in Berlin - Großlichterfelde-West als technisch entscheidende Instanz anerkannt.

---

[1]) Preis des Apparates 15 ℳ.

B. Der Beton.

Durch öfteres Umschaufeln des Portlandzements mit Sand und Kies oder zerschlagenen Steinen wird bei gleichzeitiger Wasserzufuhr ein inniges Gemenge erzielt, welches man Beton nennt. Vor allem hat die Erfindung des Portlandzements der Betontechnik einen hervorragenden Platz in der modernen Baukunst angewiesen. Wissenschaftliche und praktische Untersuchungen haben es dahin gebracht, dem neuen Baumaterial eine immer höhere Festigkeit zu verleihen, trotz des verhältnismäßig billigen Preises anderen Baustoffen gegenüber. Der Aufschwung unserer modernen Industrie war auch ein Aufschwung der Betontechnik. Allerdings ist der Erfolg eines Betonbauwerkes lediglich abhängig von der sorgfältigen Auswahl der erforderlichen Rohmaterialien, von dem Genauigkeitsgrade der Mischung sowie von der gewissenhaften Ueberwachung der eigentlichen Bauausführung. Diesen drei Bedingungen muß vollauf Genüge geleistet werden, andernfalls keine Bürgschaft für die Standfestigkeit des Bauwerkes geboten ist. Eine genaue Kontrolle der Ausführungsarbeiten ist schon deshalb von größter Bedeutung, weil nach der Beendigung der letzteren die begangenen Fehler nicht mehr berichtigt werden können. Auch seitens der örtlichen Bauleitung ist eine genaue Arbeitskontrolle durchaus nicht überflüssig, trotzdem die Unternehmer für die Güte ihrer Arbeit haftbar sind.

So einfach auf den ersten Blick die Mischung des Betons auch erscheinen mag, so genau muß man doch die Materialien durch sorgfältige Prüfung kennen lernen, um das Mischungsverhältnis sowie den erforderlichen Wasserzusatz in zweckentsprechendster Weise zu bestimmen. Beton- bezw. Eisenbetonarbeiten sind daher nur Spezialfirmen zu übertragen, die über die erforderlichen geschulten Arbeitskräfte verfügen und auf Grund ihrer langjährigen Erfahrungen in der Lage sind, für eine gediegene Ausführung zu bürgen. Man übergebe solche Arbeiten nicht jedem beliebigen Unternehmer, sondern wende sich an Firmen, die den Betonbau bezw. Eisenbetonbau als Spezialfach betreiben.

Das Steinmaterial.

Bei der Wahl des Stein- und Sandmaterials, die ausschlaggebend ist für die Betonfestigkeit, berücksichtige man vor allem die in der Nähe des Bauplatzes vorkommenden Stoffarten, sofern sie zur Verwendung geeignet sind. Jedenfalls müssen die zur Herstellung des Betons erforderlichen Steine mindestens eine gleiche Druckfestigkeit aufweisen können als der Portlandzement nach seiner Erhärtung. Aus diesem Grunde sind recht harte, scharfkantige Steine, wie Granit, Gneis, Basalt, Dolomit, harte Kalksteine usw. für die Betonbereitung besonders empfehlenswert, und es wird das Zutun solcher Steine stets eine bedeutende Erhöhung der Betonfestigkeit im Gefolge haben; ein höherer Steinzusatz als 40 vH. ist aber nicht zu empfehlen. Im Falle des Nichtvorhandenseins von Steinbrüchen in der Baugegend ist allerdings die Herbeischaffung von Steinschlag mit beträchtlichen Transportkosten verknüpft. Bei der Wahl des Steinmaterials ist auch der Umstand zu berücksichtigen, daß der Beton später zum großen Teil den Einflüssen des Frostes ausgesetzt ist, weshalb poröse Steine, wie Ziegelsteinschotter (Klinkerschotter ausgenommen) und weiche Sandsteine, wenig oder gar nicht zur Verwendung gelangen sollten. Derartige poröse Steine würden obendrein einen Beton von nur geringer Festigkeit liefern. Ist dennoch — aus wirtschaftlichen Gründen — die Verwendung solcher porösen Steine angebracht, so lege man dieselben vorher eine Zeitlang in Wasser, damit sie beim Mischungsprozeß dem Zementmörtel nicht zu viel Feuchtigkeit entziehen können. Ein recht gutes und zugleich billiges Material ist der Kies, da er infolge der verschiedensten Korngrößen die geringste Menge Mörtel erfordert. Doch erreicht die Festigkeit eines Kiesbetons nicht den gleichen hohen Grad wie die Festigkeit eines Betons mit Steinschlag, vor allem dann, wenn die einzelnen Steine nicht kantig, sondern rund sind. Es sind also runde Kieselsteine für die Betonbereitung unzweckmäßig. Im allgemeinen ist der Grubenkies dem Flußkies vorzuziehen, da letzterer zu wenig sandhaltig ist und auch die runden Körner zu glatt sind. Kies muß in der Hauptsache Quarz

oder feste Silikatsteine enthalten und nur einen kleinen Prozent satz an sandigen Beimengungen aufweisen.

Schließlich kann noch der Kies, in der Natur mit Sand vermischt, als sogenannter „Kiessand“ auftreten. Bei annähernd richtigem Verhältnis von Sand und Kies darf man das Gemenge unmittelbar zur Betonbereitung benutzen. Es muß aber durch Sieben der Sandgehalt genau festgesetzt und nötigenfalls durch Neuhinzufügung bezw. Wegnahme reguliert werden können.

Die Anwendung saurer Schlacken, wie sie in Amerika vielfach üblich ist, erfordert ganz besondere Vorsicht und vorherige Prüfung auf deren Brauchbarkeit hin. Der Schlackenbeton hat zwar mancherlei beachtenswerte Vorteile, ist billig und leicht, schützt gut gegen Hitze und ist ein schlechterer Schalleiter als irgend ein anderer Beton. Doch ist seine Festigkeit oftmals nur gering; die Schlacken können unter Umständen den Beton zerstören und bei Verbundkonstruktionen (namentlich bei zu magerer Mischung) die Eiseneinlagen infolge Schwefelgehalt[1]) zum Rosten bringen. Besonders gefährlich ist die Verwendung frischer, noch nicht abgelagerter Schlacken. Die enthaltenen Kalkkörner (Ätzkalk) fangen nachträglich zu treiben an, geben zu Rissebildungen Veranlassung und können das Gesamtgefüge schnell zerstören. Schlacke aus Feuerungen muß mindestens 6 Wochen lang vor der Verwendung lagern und muß in dieser Zeit fleißig begossen werden, damit die im Wasser löslichen Salze auslaugen und gleichzeitig die Kalkkörner abgelöscht werden.

Die amtlichen Bestimmungen fordern folgendes:

> *„Zur Herstellung des Betons ist nur scharfer Sand, Kies oder ein sonstiger, erfahrungsgemäß geeigneter Zuschlag von zweckentsprechender Korngröße zu verwenden.“*

Was letztere anlangt, so sollte sie bei Kies- oder Schotterstücken über 5 bis 6 cm im Durchmesser, also etwa Hühnereigröße, nicht hinausgehen, bis zu diesem Endwert aber auch jede andere Größe vorhanden sein. Jedoch sind Steine unter

[1]) Nach Prof. Norton-Amerika ist das vorhandene Eisenoxyd die Ursache des Rostens.

7 mm Korn als Sand zu betrachten. Das Verhältnis von Sand zu Steinschlag bezw. Kies ist durch Siebproben zu ermitteln. Die Korngröße richtet sich vornehmlich nach der Stärke und Massigkeit des betreffenden Bauwerkes und nach der Maschengröße der Eiseneinlage. Bei kompakten, massigen Teilen, bei welchen die Eisenstäbe in weiten Entfernungen voneinander liegen, sind größere Stücke erlaubt als bei anderen, weniger stark dimensionierten Teilen mit enger Maschenweite. Jedenfalls wird man immer vorteilhaft tun, die Korngröße so reichlich als möglich zu wählen, weil dadurch ein höherer Festigkeitsgrad erzielt werden kann.

Um nun eine innige Verbindung des Steinmaterials mit den übrigen Stoffen zu ermöglichen, ist es zumeist erforderlich, den Zuschlag kurz vor der Verarbeitung von anhaftenden erdigen Bestandteilen durch Waschen zu befreien. Solche Waschungen haben auch den Vorteil, daß die noch feuchten Steine bei der eigentlichen Betonbereitung dem Zementmörtel weniger Feuchtigkeit entziehen, als wenn sie ganz trocken zur Verwendung gelangen würden.

Schließlich ist noch zu erwähnen, daß die Güte des Steinmaterials, ebenso wie die der anderen Baustoffe, durch genaue Prüfungen festzustellen ist, und daß von diesen Prüfungen die Brauchbarkeit der Betonmischung in hohem Grade abhängig ist. Der bezügliche Paragraph in den amtlichen Bestimmungen lautet:

> *„Die Eigenschaften der zum Beton zu verwendenden Baustoffe sind erforderlichenfalls durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt* [1]) *nachzuweisen. Diese Zeugnisse sollen im allgemeinen nicht älter als 1 Jahr sein."*

Die Mörtelspeise.

Zur innigen Verkittung des Steinzuschlages nimmt man einen Mörtel aus Portlandzement und gemischtkörnigem Sand bis 7 mm Korngröße. Derselbe braucht kein reiner Quarzsand zu sein, sondern kann auch kalkige, aber harte Bestand-

---

[1]) Es kommen in erster Linie die amtlichen Material-Prüfungsanstalten in Groß-Lichterfelde (Berlin), Dresden, München und Stuttgart in Frage.

teile enthalten. Er muß jedoch gleich dem Steinmaterial frei von anhaftenden erdigen Beimengungen, von Kohlen- und Pflanzenresten sein und darf keine lehmigen oder tonigen Bestandteile aufweisen, die fest am Korn haften. Ebenso ist darauf zu achten, daß sich kein Schwefelkies im Sande befindet, den man übrigens vermittels einer Lupe sehr leicht an seinem glänzend goldgelben Schimmer erkennen kann. Von der Güte einer Sandsorte kann man sich schnell durch folgende Prüfung überzeugen: Man nimmt ein Glas mit reinem Wasser und schüttet etwas von dem zu prüfenden Sande hinein. Bleibt das Wasser klar und ohne jede Trübung, so ist der Sand ohne weiteres zu verwenden. Andernfalls wird sich ein vorheriges Waschen des Sandes nicht umgehen lassen. Bei umfangreichem Betriebe bedient man sich zumeist zwecks Kosten- und Zeitersparnis einer sogenannten „Sand-Waschmaschine". Aber nicht immer ist ein Waschen des Sandes zweckmäßig. Man täuscht sich nämlich sehr oft in dessen Aussehen und glaubt, daß ein mit kleinen erdigen und tonigen Bestandteilen versehener Sand eine geringere Festigkeit aufweisen müsse als der reine, also anscheinend sehr gute Sand. Die Erfahrung zeigt aber recht oft das Gegenteil: ein sehr scharfer[1]) und auch im Aussehen ganz reiner Sand hat sich schon in vielen Fällen als vollkommen unbrauchbar erwiesen. Es wirken nämlich jene tonreichen Teilchen nur günstig auf die Dichtigkeit des Betons ein, sofern sie an den Sandkörnern nicht festhaften; sie verleihen ihm dann sogar oftmals ein festeres Gefüge und eine größere Widerstandsfähigkeit.

Man darf also jeden unrein aussehenden Sand nicht gleich als einen für die Betonbereitung unmöglichen hinstellen. Am vorteilhaftesten ist es schon, den Sand vor der Verwendung auf seine Festigkeit hin prüfen zu lassen. Solche Prüfungen sind sogar von Zweckmäßigkeit, da man eben die Güte einer Sandsorte durch bloßes Befühlen und Besehen

---

[1]) Unter „scharfem" Sand versteht man einen solchen mit eckigen und nicht allzu kleinen Körnern. Den Gegensatz dazu bildet der „weiche" Sand mit mehr rundlichen und sehr kleinen Körnern.

nicht erkennen kann. Was schließlich die Korngröße des Sandes anlangt, so ist ein gemischtkörniger Sand von hohem Litergewicht am besten. Ein zu feiner Sand bedingt viel Wasserzufuhr und liefert einen Mörtel von geringerer Festigkeit, während ein allzu grobkörniger Sand zu viel Zement verlangen würde. Aus den Abbildungen 2 und 3 ist leicht zu ersehen, daß zur festen Verkittung der einzelnen Sand-



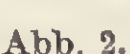


Abb. 2.

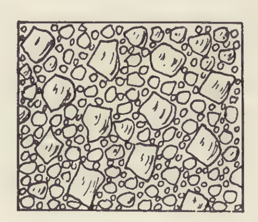


Abb. 3.

körner untereinander im ersten Falle mehr Zement nötig ist als im zweiten; denn die Hohlräume sind dann am größten, wenn der Sand aus gleichmäßig starkem Korn zusammengesetzt ist. Um aber an Transportkosten zu sparen, wird man in den meisten Fällen — ohne besondere Berücksichtigung seiner Güte — denjenigen Sand bevorzugen, welcher dem Verwendungsorte am nächsten gelegen ist.

Das für die Herstellung der Mörtelspeise erforderliche Wasser muß vor allem rein, also frei von verunreinigenden Bestandteilen sein und bei der Verwendung eine günstige Temperatur besitzen. Zu warmes Wasser hat eine Verkürzung und zu kaltes Wasser eine Verlängerung der normalen Bindezeit im Gefolge. Moor- und Seewasser ist für die Mörtelbereitung ungeeignet, desgleichen Wasser mit Gips- und Magnesiagehalt. Was die Höhe des Wasserzusatzes betrifft, so ist man bei deren Bestimmung lediglich auf Erfahrungen angewiesen. Sie ist abhängig sowohl von dem Zweck des Bauwerks, als auch von der mehr oder weniger porösen Beschaffenheit der verwandten Materialien. Ebenso ist die jeweilig herrschende Witterung und Temperatur zu

berücksichtigen: bei regnerischem Wetter muß der Wasserzusatz ein geringerer sein, bei großer Hitze dagegen ein bedeutenderer. Ausschlaggebend für die günstigste Wahl der Wassermenge ist aber die geforderte Stampfbarkeit und Erhärtungsdauer des Betons. Die Höhe des Wasserzusatzes ist jedenfalls so zu bemessen, daß das Elastischwerden des Betons erst nach längerem, kräftigem Stampfen erfolgt, und zwar bei Beobachtung einer schwachen Feuchtigkeit an der Oberfläche, dem sogenannten „Schwitzen". Man nehme, um den Feuchtigkeitsgrad der Betonspeise zu prüfen, ein wenig Beton in die Hand und presse ihn durch Zusammenballen mit den Fingern. Es muß sich dann Wasser an der Oberfläche zeigen und der Betonkörper nach Oeffnen der Hand die erhaltene Form beibehalten. Bei zu großem Wasserzusatz würde die Festigkeit des Betons leiden; man könnte vor allem schlecht stampfen, da die Masse zu elastisch wäre und ausweichen würde. Eine genügende Dichtigkeit, oder was dasselbe besagt, eine ausreichende Festigkeit des Betons kann man bei zu großem Wasserzusatz nicht erzielen. Allerdings muß zugegeben werden, daß ein etwas nasser Beton mehr formfähiger ist und sich besonders für solche Schichten eignet, welche die Eiseneinlagen aufzunehmen haben.

Zusammensetzung und Kosten der Mischung.

Ein allgemein anzuwendendes Mischungsverhältnis für die Bereitung des Betons aufzustellen, ist schlechterdings unmöglich, da das Sand- und Steinmaterial zu verschiedentlich beschaffen ist und die Anforderungen an Dichte und Festigkeit der einzelnen Bauteile sich von Fall zu Fall ändern. Am vorteilhaftesten ist es jedenfalls, das jeweilig zweckmäßige Mischungsverhältnis auf Grund genauer Versuche festzustellen. Zunächst muß die Höhe des erforderlichen Mörtelanteils ermittelt werden, die sich ganz nach der Größe der vorhandenen Schotterstücke richtet. Die Verwendung großer Steine bedingt bedeutendere Zwischenräume als die Benutzung kleiner Steine, weshalb man im ersteren Falle, also bei grobem Steinschlag, mehr Mörtelmasse verwenden muß als beim

Kies. Zur genauen Ermittlung des Mischungsverhältnisses füllt man ein Gefäß von bestimmtem Inhalt mit einer Probe des vorhandenen Steinmaterials und gießt dann so viel Wasser hinein, bis seine Oberfläche sichtbar wird und die Steine vollkommen von Wasser umgeben sind. Auf diese Weise bestimmt man den späterhin durch Mörtel auszufüllenden Hohlraum. Doch ist der so ermittelte Mörtelanteil um einen kleinen Prozentsatz (bis 15 vH.) zu erhöhen, weil die einzelnen Stein- und Kiesstücke noch von einer schwachen Mörtelschicht umhüllt sein müssen. Ein allzu geringer Zuschlag liefert einen undichten Mörtel, der dann zwecks Erzielung der nötigen Festigkeit besonders fett anzumachen ist. Menge und Korngröße des Steinzuschlags richten sich nach den berechneten Eisenstärken und nach den Abständen der Einlagen voneinander.

Ist das Mischungsverhältnis von Zuschlag und Mörtel bestimmt worden, so erübrigt sich noch die Ermittlung der Mörtelmischung, also das Verhältnis des Zementanteils zu dem des Sandes. Die Höhe des Zementzusatzes entspricht dem Gesamthohlraum zwischen den Sandkörnern (bei feinem Sande = 28 vH. und bei grobem = 35 vH. im Durchschnitt), vermehrt um einen kleinen Zuschlag (in der Regel 15 vH.) für die Umhüllung der einzelnen Körner, während sich der Sandzusatz in erster Linie nach der Korngröße des Steinmaterials richtet: Die Verwendung großer Schotterstücke bedingt einen großen Gesamthohlraum (40 bis 50 vH.) und dementsprechend einen bedeutenderen Sandzusatz, als solcher bei Anwendung kleiner Steine erforderlich wird. Dann ist die Höhe des Sandzuschlags auch abhängig von der Mahlfeinheit des Zements; denn es gestattet z. B. ein besonders fein gemahlener Zement wegen seiner bedeutenden Bindekraft einen wesentlich größeren Sandzusatz als ein Zement von geringer Mahlfeinheit. Schließlich richtet sich die Größe des Sandanteils auch nach der Bestimmung und dem Zweck des Bauwerks. In dieser Hinsicht ist z. B. ein Mischungsverhältnis 1 : 1 bis 1 : 2 (d. h. auf 1 Raumteil Zement kommen 1 bis 2 Raumteile Sand) besonders empfehlenswert für Konstruk-

tionen, die den zerstörenden Einflüssen der Witterung und den Wirkungen bedeutender Stoßkräfte ausgesetzt sind. Ein Verhältnis 1 : 3 (Normenmörtel) bis 1 : 4 würde den Anforderungen unserer gewöhnlichen Hochbaukonstruktionen entsprechen. Man spricht von einem „dichten" Mörtel, wenn alle Hohlräume eines guten Mörtelsandes mit Kittmasse gefüllt sind. Der Grad der Dichtigkeit ergibt sich aus dem Verhältnis $\delta = \frac{\text{Kittmasse}}{\text{Hohlräume}}$; ist $\delta \geqq 1$, so hat man es mit einem dichten Mörtel zu tun; ist $\delta < 1$, so ist der Mörtel undicht.[1])

Der im Beton enthaltene Mörtel sollte bei Anwendung eines Sandes von 5 mm Korngröße und darunter nicht magerer sein als 1 : 3. Bei Kiesbeton ist es empfehlenswert, den Kiesanteil doppelt so groß zu nehmen als den Sandanteil, während man beim Schotterbeton den Steinanteil durchschnittlich nur $1^1/_2$ mal so hoch wählt als den Sand. Doch kann man auch die Kies- und Steinzuschläge in gleichen Teilen wie Sand der Mischung beigeben. Genaue und allgemein gültige Verhältniswerte lassen sich eben unmöglich aufstellen, da man auch die Preise in Rücksicht ziehen muß: ist Kies teuer, so nimmt man zweckmäßigerweise mehr Sand als Kies, und ist der Sand teurer, so tut man umgekehrt. Man führe am besten mehrere Mischungen aus und wähle die billigste und vorteilhafteste, also diejenige, welche auch die kleinsten Zwischenräume aufweist.

Schließlich mag noch eine Bestimmung der „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten" Erwähnung finden:

> „Das Mischungsverhältnis darf nur für den im Beton enthaltenen Sand bis 7 mm Korngröße bestimmt werden. Die Menge und Korngröße von Steinzuschlägen zu diesem Sandmörtel richtet sich nach der Stärke der Eiseneinlagen, sowie nach ihren Abständen voneinander und von der Außenkante des Betonkörpers. So kann z. B. für Eisenbetonkörper von größeren Abmessungen

---

[1]) Vergl. Unna, Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen.

und stärkeren Eiseneinlagen in Abständen von rund 40 mm der Beton bestehen aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand (bis 7 mm) und 3 Teilen Kiessteinen oder Hartsteinschlägen von 7 bis 25 mm Korngröße (in der Zugzone besser nur 7 bis 18 mm). Steht ein Sand von solcher Güte nicht zur Verfügung, daß damit die vorgesehene Festigkeit bei der Mischung 1 : 3 erreicht werden kann, so muß zur Erzielung derselben entsprechend mehr Zement zugesetzt werden."

Für die Berechnung der erforderlichen Raummengen und der Preise der Materialien eines bestimmten Mischungsverhältnisses sind folgende Angaben und Annahmen notwendig:[1])

1 cbm Portlandzement = 1280 kg Volumengewicht;

also

1 kg Portlandzement = 0,781 l.

1 kg Portlandzement + 16,4 vH. Wasser (Min.) = 0,568 l starre Masse
1 „ „ + 29,0 „ „ (Max.) = 0,635 „ „ „

also

1 l Portlandzement + 16,4 vH. Wasser = 0,728 l starre Masse
1 „ „ + 29,0 „ „ = 0,813 „ „ „

1 cbm feiner Sand	hat durchschnittlich	280 l	Hohlräume
1 „ grober „	„ „	350 „	„
1 „ Kies (bis Bohnengröße)	„ „	350 „	„
1 „ Steinschlag	„ „	475 „	„

Beispiel: Es sollen die Kosten folgender Mischung berechnet werden:

1 Teil Portlandzement
+ 2 Teile feiner Sand } 1 : 2 : 4.
+ 4 „ Kies

Der Wasserzusatz betrage 29 vH.

1 l Portlandzement gibt mit 29 vH. Wasser . . . 0,813 l starre Masse
1 „ feiner Sand (0,28 l Hohlräume) mit 15 vH. Zusatz 0,320 „ „ „
2 „ „ „ (0,28 „ „) „ 15 „ „ 0,640 „ „ „

Also ergeben 1 l Portlandzement und 2 l Sand

0,813 — 0,640 + 2,0 = **2,173 l Mörtel.**

---

[1]) Vergleiche: Castner, Der Zement und seine rationelle Verwertung zu Bauzwecken; Dieck, Mörtel, Materialbedarfs- und Preistabellen.

1 l Kies (0,35 l Hohlräume) mit 15 vH. Zusatz 0,40 l starre Masse
4 „ „ (0,35 „ „) „ 15 „ „ 1,60 „ „ „

1 l Portlandzement + 2 l Sand + 4 l Kies ergeben

2,173 — 1,60 + 4,0 = **4,57 l Beton.**

Zu 1 cbm = 1000 l Beton werden gebraucht 1000 : 4,57 = 219 Teile.

Mischung 1 : 2 : 4 = 219 l Zement
+ 438 „ Sand
+ 876 „ Kies.

1 t Zement enthalte 131 l; die Tonne koste z. B. 6,00 *M*, 1 l 0,0458 *M*
1 cbm Sand . . . . „ „ „ 3,00 „ , 1 „ 0,0030 „
1 „ Kies . . . . „ „ „ 4,00 „ , 1 „ 0,0040 „

Es kosten 219 l, je 0,0458 *M*, 10,03 *M*
438 „ „ 0,0030 „ 1,31 „
876 „ „ 0,0040 „ 3,50 „
14,84 *M*.

In der dem Anhang beigegebenen Tabelle B sind die Preise für folgende Mischungen — bei Berücksichtigung verschiedener Materialkosten — zusammengestellt (vergl. „Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen“, Seite 259):

1 R.-T. Zement,		1 R.-T. Sand,		2 R.-T. Kies		oder	1,5 R.-T.		Schotter
1 „	„	1,5 „	„	3 „	„	„	2	„	„
1 „	„	2 „	„	4 „	„	„	3	„	„
1 „	„	2,5 „	„	5 „	„	„	3,75	„	„
1 „	„	3 „	„	6 „	„	„	4,5	„	„
1 „	„	4 „	„	8 „	„	„	6	„	„
1 „	„	5 „	„	10 „	„	„	7,5	„	„
1 „	„	6 „	„	12 „	„	„	9	„	„

Die Herstellung der Betonspeise.

Nach Anlieferung des Portlandzements in der Ursprungspackung beginnt das eigentliche Mischen des Betons, und zwar in der Regel nach Gewichtseinheiten. Die Bestimmungen schreiben folgendes vor:

„Der Zement ist in der Ursprungspackung anzuliefern. Der Beton ist in der Regel nach Gewichtseinheiter zu mischen. Die Zumessung beim Mischen kann aber auch mit Hohlmaßen, und zwar mit je einem Hohlmaß für jeden Baustoff geschehen. Jedes dieser Hohlmaße soll vollgefüllt und glatt abgestrichen

die dem vorgeschriebenen Mischungsverhältnis entsprechenden, durch eine zuverlässige Wage nachzuweisenden Gewichtseinheiten enthalten.“

Die Erledigung der Mischung nach Gewichtseinheiten ist deshalb vorgeschrieben, weil sich die Dichtigkeit der Lagerung ganz nach der Art und Weise des Einschüttens richtet und eine gleichmäßige Mischung sonst nicht erzielt werden kann. Es wird z. B. der fest eingerüttelte Zement in einem Gefäß von bestimmtem Rauminhalt nicht das gleiche Gewicht zeigen wie der lose eingelaufene Zement. Feuchter Kies und Sand werden mehr wiegen als trockener. Trotzdem arbeitet man in der Praxis aus wirtschaftlichen Gründen fast ausschließlich mit Hohlmaßen, wobei aber ganz besonders darauf zu achten ist, daß die Art und Weise der Gefäßfüllung immer die gleiche bleibt, daß man also entweder immer einrüttelt oder immer lose einfüllt. Man nehme auch möglichst hohe und schmale Gefäße, die gehäuft zu füllen und dann mit einem Eisenstab (Flacheisen) abzustreichen sind. Blecherne Gefäße sind nicht recht empfehlenswert, da solche bei unvorsichtiger Behandlung zu leicht Beulen bekommen. Sollen Raumteile in Gewichtsteile umgerechnet werden, so nehme man 1 cbm Portlandzement zu 1400 kg an. Durchschnittswerte für Kies- und Sandgewicht sind durch mehrere Proben zu ermitteln.

Die Mischung selbst kann nun in zweifacher Weise erfolgen: einmal durch Handarbeit und dann auf maschinellem Wege. Die Mischung mit Hand vollzieht sich auf einer festen ebenen Unterlage aus gefugten Bohlen, „Mörtelpritsche“, „Mischbühne“ oder „Betonbrücke“ genannt, die in unmittelbarer Nähe des Bauplatzes zu errichten ist. Zum Zusammenhalt der etwa 5 cm starken Bohlen dienen Querbalken, die in Entfernungen von 50 bis 70 cm anzuordnen sind. Die Oberfläche der Bühne muß glatt sein. Es wird zunächst eine bestimmte Menge Sand bezw. Kiessand in gleichmäßiger Höhe aufgeschüttet, dann eine dem geforderten Mischungsverhältnis entsprechende Menge Zement in ebenfalls gleichmäßiger Höhe darübergetan und beides in trockenem Zustande drei- bis viermal mit der Schaufel und dem Rechen durcheinander-

gearbeitet, bis kein reiner Zement mehr zu sehen ist und das Ganze eine durchweg graue Farbe erhalten hat. Durch ein gleichartiges Begießen mit reinem, frisch-kühlem Wasser und gleichzeitigem Durcharbeiten bildet sich dann eine erdfeuchte Masse, welcher schließlich die in oben angegebener Weise vorbereiteten Steine nach erfolgtem Benetzen mit Wasser in genau bemessenen Mengen bei gleichmäßiger Verteilung zugesetzt werden. Ein nochmaliges Durchschaufeln des Ganzen bewirkt endlich die vollkommene Umhüllung der Steine mit Mörtel und läßt eine breiige Masse entstehen, die bei eisenarmierten Konstruktionen sehr wohl imstande ist, eine tatsächlich gute und innige Umschließung der Eisenstäbe zu ermöglichen. Vielfach geschieht auch das Begießen erst nach der Hinzufügung des angenetzten Steinmaterials. In der Regel werden bei der Handmischarbeit vier Mann beschäftigt, von welchen zwei das Schaufeln besorgen, während einer das Rechen und der vierte schließlich das Besprengen mittels einer gewöhnlichen Gießkanne mit Brause ausführt. Der ganze Mischprozeß muß rasch und ohne Pausen vollzogen werden, weil nach dem Begießen des Zements mit Wasser das Abbinden sofort beginnt. Deshalb sind die Mischmengen so zu bemessen, daß sie in kurzer Zeit auch wirklich verarbeitet werden können. Die entsprechende amtliche Bestimmung lautet:

„Der Beton ist nur in den Mengen zu bereiten, die für die unmittelbare Verwendung erforderlich sind."

Wird zur Betonbereitung kein Steinschlag, sondern Kies verwandt, so genügt vor dem Naßmischen ein zwei- bis dreimaliges Durcharbeiten des Sandes und Kieses mit dem Zement. Nach jeder Mischung ist die Bühne sauber wieder abzukehren.

Die Mischung mit Maschinen erfolgt im Prinzip in gleicher Weise wie diejenige mit Hand. Sie ist der Mischung auf der Pritsche entschieden vorzuziehen, weil man ein gleichmäßigeres Gemenge erzielt und von der Tüchtigkeit der Arbeiter unabhängig ist. Die maschinelle Arbeit ist auch wesentlich zuverlässiger und bei großem Betriebe einfach eine

Notwendigkeit, zumal sie ungefähr $^1/_2$ bis $^2/_3$ der sonstigen Kosten ersparen kann (1 ℳ für 1 cbm und darunter). Große Maschinen von 10 bis 15 PS. sind imstande, an einem Tage — 10 Stunden — bis 400 cbm Mischgut herzustellen, also eine ganz bedeutende Abkürzung der üblichen Bauzeit zu erzielen. Man unterscheidet stationäre und fahrbare Mischmaschinen, die teilweise sogar mit automatisch wirkender Einschütt- und Entleerungsvorrichtung versehen sind. Die Bedienung ist zumeist eine sehr einfache, sowohl für das Mischen als auch für Einfüllung und Entleerung, und bedingt nur wenig Arbeitskräfte. Das Mischgut wird mit Schaufel oder Kippwageu eingebracht, dann trocken und schließlich naß gemischt. Die feuchte Masse wird noch eine Zeitlang gehörig geknetet, um endlich durch Karren oder Kippwagen zur Verwendungsstelle gebracht zu werden. Die Zeitdauer eines solchen Mischprozesses ist vornehmlich von dem Kubikinhalt des Füllgefäßes abhängig und beträgt durchschnittlich 1 bis 5 Minuten. Jegliche Arbeitsunterbrechung ist ausgeschlossen. Das Innere der Maschine muß nach jeder Mischung gehörig gereinigt werden. Der Antrieb erfolgt am besten durch Lokomobile, die an einem gegen Wind und Wetter geschützten und für Wasser- und Kohlenzufuhr leicht zugänglichen Ort unterzubringen ist. Auch werden für den Antrieb Gaskraftmaschinen verwandt, die mit der Mischmaschine unmittelbar zusammenhängen.

Die Maschinen liefern einen Beton von beliebigem Feuchtigkeitsgrad. Die einzelnen Mischungen können in genau bestimmbaren Mengen geliefert werden und weisen vollkommenste Gleichmäßigkeit auf. Die Festigkeit des Maschinenbetons ist eine ganz bedeutende und infolge der gründlichen Durchknetung des Mischgutes oftmals 20 bis 30 vH. höher als die Festigkeit des durch Handmischung gewonnenen Betons.[1])

---

[1]) Vielfach im Gebrauch sind u. a. folgende Maschinen: Tragbarer Schwerkraft-Betonmischer, Patent Gilbreth, Maschinengeschäft Lüders, Görlitz; Mischkollergang mit Hartgußläufern, Grusonwerk (Krupp), Magdeburg-Buckau; Betonmischtrommel, Maschinenfabrik Geislingen; Betonmischmaschine, Alfred Kunz, Kempten-Bayern; Patent-Betonmaschine, Maschinen-

Die Prüfung des Betons.

Die Baupolizeibehörde ist berechtigt, eine Festigkeitsprüfung des Betons vornehmen zu lassen; denn nach dem Vorhergesagten ist das Mischungsverhältnis allein durchaus nicht maßgebend für die Beurteilung der Güte des Betons. Da nun auf Grund des ministeriellen Erlasses die Zugfestigkeit bei Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen nicht berücksichtigt werden soll, erstreckt sich die Prüfung in erster Linie auf Ermittlung der Druckfestigkeit.

> *„Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfelform erhaltnn, und zwar je nach der Korngröße des Zuschlages mit 20 oder 30 cm Seite.“*

Natürlich müssen diese Probewürfel sowohl in der Zusammensetzung als auch in der Art der Herstellung dem Beton des zu prüfenden Bauwerks voll und ganz entsprechen. Es werden dann die Würfel nach ungefähr 28 Tagen entweder auf der Baustelle oder in einer amtlichen Prüfungsanstalt mittels einer zuverlässigen Betonpresse auf die Druckfestigkeit hin untersucht. Allerdings wird die so ermittelte Festigkeit von der tatsächlich vorhandenen des Bauwerks nicht erreicht werden können. Nähere Angaben über Herstellung und Behandlung solcher Probekörper sind in den „Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton“ (aufgestellt vom Deutschen Betonverein) enthalten. Die dort angeführten Gerätschaften sowie die für die Prüfung besonders gut geeignete Martenssche Presse können vom Chemischen Laboratorium für Tonindustrie, Berlin NW., sowie von der Firma Oskar A. Richter, Dresden, Güterbahnhofstr. 8, bezogen werden. Die Preise sind folgende:

1 Betonprüfungsmaschine für 300 t, Bauart Martens,
mit Fahrwerk . . . . 2340 *M*
ohne „ . . . . 2060 „
dieselbe für 400 t . . . . 4250 „

---

fabrik Gauhe, Gockel u. Cie., Oberlahnstein a. Rh.; Betonmischmaschine, Patent Hüser, Beyer u. Zetzsche, Plauen i. V.; Beton- und Mörtelmischmaschine, Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Bünger u. Leyrer.

1 Würfelform aus Eisen von 30 cm Kantenlänge	56 *M*
1 " " " " 20 " "	45 "
1 Betonstampfer von 12 kg (12 : 12)	15 "
1 " " 10 " (12 : 5)	12 "
1 Betonspatel	5 "
1 Eisenlineal zum Ebnen der Oberfläche . . .	5 "
1 Sieb in Holzrahmen von 50 cm Kantenlänge und 7 mm Maschenweite	8 "

Will man die Betonuntersuchung von einem Materialprüfungsamt ausführen lassen, so kann man entweder fertige Probekörper einsenden, oder die erforderlichen Betonwürfel unter folgenden Angaben im Prüfungsamt herstellen lassen:

1. wie soll die Mischung beschaffen und zusammengesetzt sein?
2. soll nach Raum- oder nach Gewichtsteilen gemischt werden?
3. bei welchem Alter sollen die Körper geprüft werden (7 Tage, 28 Tage, 3 Monate)?
4. wie sollen die Körper bis zur Prüfung erhärten (an der Luft, vom 2. bis 8. Tage täglich einmal angenäßt, oder unter Wasser, unter feuchtem Sand)?

C. Das Eisen.

Die einzige Vorschrift, welche die Bestimmungen über die Behandlung der Eiseneinlagen aufweisen, ist folgende:

> *„Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daß die Eiseneinlagen die richtige Lage erhalten und dicht mit Zementmörtel umkleidet werden."*

Diese Bestimmung bezweckt, sowohl einem Rosten des Eisens infolge mangelhafter Umschließung durch Betonspeise vorzubeugen, als auch genügende Bürgschaft für das Haften des Eisens im Beton zu bieten.

Am besten eignet sich zur Verwendung das Flußeisen. Schmiedeeisen wird gar nicht oder doch nur in seltenen Fällen genommen, weil seine Festigkeit geringer ist als die des Flußeisens; zudem ist auch das Flußeisen nicht teurer als

Schmiedeeisen. Die Verwendung von Stahl ist aus wirtschaftlichen Gründen nicht empfehlenswert, trotzdem man dadurch den Querschnitt der erforderlichen Einlagen in bedeutendem Maße vermindern kann.

Die Einlagen sind vor dem eigentlichen Gebrauch von jeglichem Schmutz und Fett sowie von Rost, sofern er nur lose anhaftet, zu säubern. Sitzt der Rost fest am Eisen, so wirkt derselbe nicht schädlich, sondern kann sogar eine Erhöhung der Haltfestigkeit hervorrufen, während Schmutz und Fett die letztere beeinträchtigen. Wie schon einmal erwähnt, sind die auf Zug beanspruchten Stäbe vorteilhaft an ihren Enden nach vorherigem Warmmachen klauen- oder hakenförmig umzubiegen oder in irgend einer anderen Weise, z. B. durch Anbringung von Querleisten, gegen ein Hinausgleiten aus dem Beton zu sichern. Das Zusammenschweißen einzelner Stabteile ist weniger zu empfehlen, vor allem nicht an solchen Stellen, die großen Beanspruchungen ausgesetzt sind. Bei Stützen, die durch mehrere Stockwerke hindurchgehen, bildet man zweckmäßig die Enden der unteren Eisenstäbe zu Muffen aus, in welche dann die nächsten Stäbe hineingesteckt werden. Stäbe von größerem Durchmesser verbindet man vielfach mit Gewindemuffen. Bei dünnen Stäben genügt es, die Enden 10 bis 20 cm übereinanderzulegen und mit Draht zu umwickeln. Das Abschneiden der Stäbe auf bestimmte Längen geschieht mit dem Meißel, und zwar entweder in kaltem oder — bei kräftigem Eisen — in warmem Zustande. Dünne Stäbe werden mit einer Draht- bezw. Blechschere zerschnitten. Sind bei starken Einlagen scharfe Biegungen nötig, so müssen die Stäbe an den Knickstellen zuvor erwärmt und dann mit Hand gebogen werden. Schwache Biegungen kann man in kaltem Zustande auf einem Gerüstbogen oder mit einer Schraubenpresse vollziehen.

Die für die Aufnahme der Schubkräfte dienenden Bügel sind zumeist Flach- oder Rundeisen, deren Biegungen am Schraubstock teils im warmen, teil im kalten Zustande erzeugt werden.

Diejenigen Stäbe, welche die Zug- und Druckspannungen aufzunehmen haben, nennt man die Tragstäbe der Kon-

struktion. Liegt eine Platte an allen Seiten auf, so werden diese Stäbe zweckmäßig in Richtung der kleineren Spannweite angeordnet. Bei annähernd quadratischem Grundriß ist eine kreuzweise Legung der Stäbe recht empfehlenswert. Die Bestimmung ihrer Querschnittsabmessungen richtet sich vornehmlich nach der Größe der aufzunehmenden Last, sowie nach der Spannweite der Platte.

Man nimmt im einfachen Hochbau zumeist Rundeisen und legt sie in bestimmte Entfernungen, welche bei vorheriger Wahl des Stabdurchmessers rechnerisch genau ermittelt werden können. Tragstäbe sollten niemals an solchen Stellen gestoßen werden, wo große Biegungsmomente auftreten. Im Gegensatz zu den Tragstäben stehen die sogenannten Verteilungsstäbe. Diese verbinden die ersteren in der Querrichtung und bezwecken damit, den Tragstäben bei der Betonierarbeit einen sicheren Halt zu geben, die Wirkung der äußeren Kräfte gleichmäßig auf jene zu verteilen und die Schubfestigkeit des Eisenbetonkörpers zu erhöhen. Man gibt den Verteilungsstäben in der Regel ihrer geringeren Bedeutung wegen auch einen kleineren Querschnitt als den Tragstäben und legt sie über dieselben bezw. so, daß die Tragstäbe so nahe als irgend möglich der äußersten, also am stärksten beanspruchten Faserschicht zu liegen kommen. Abb. 4 zeigt die Anordnung bei einer einfachen Verstärkung und Abb. 5 diejenige bei einer doppelten Verstärkung. *t* sind die Tragstäbe und *v* die Verteilungsstäbe. An den Kreuzungsstellen werden beide Stabarten durch Drahtschlingen miteinander verbunden, so daß sie in ihrer Gesamtheit ein eisernes Netz bilden. Die Enden solcher Schlingen (Eisendraht von 0,7 bis 1,0 mm Durchmesser)

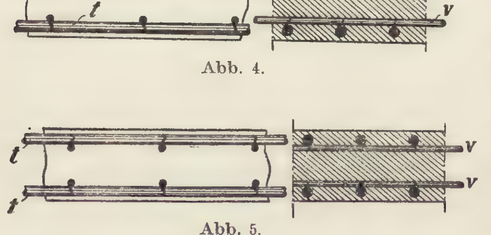


Abb. 4.

Abb. 5.

werden nach geschehener Umwindung mit Hilfe einer Drahtzange zusammengedreht. Die Größe der Netzmaschen ist ganz verschieden. Man legt die Verteilungsstäbe in der Regel 10 bis 30 cm entfernt und gibt ihnen bei rundem Querschnitt einen Durchmesser von 4 bis 6 mm. Bei großen Spannweiten und Belastungen ist entweder die Plattenstärke recht groß zu nehmen, oder es sind die Eiseneinlagen ganz besonders stark zu dimensionieren. Im übrigen tut man immer gut, lieber geringe Stabentfernungen und kleine Stabquerschnitte anzuwenden als große Entfernungen und starke Querschnitte.

Was den Eisenquerschnitt selbst anlangt, so ist die Rundeisenform am gebräuchlichsten. Man verwendet auch Flach- und Quadrateisen, die bei etlichen Baumethoden zwecks Erhöhung der Haftfestigkeit um ihre Längsachse gedreht werden, und zwar nach vorherigem Warmmachen (das Drehen in kaltem Zustand erzeugt ungünstige Spannungen im Eisen). Andere Querschnitte sind die +-, die ⊥-, die I-, die L-, die S-Form usf. Weiterhin gelangen Drei- und Vieleckeisen mit ausgekehlten Flächen zur Verwendung. Auch die Benutzung des Goldingschen „Streckmetalls“ (Schüchtermann u. Kremer, Dortmund) als Armierung von Betonbauwerken ist noch zu erwähnen. Dasselbe wird aus einem Stahlblech hergestellt, welches auf maschinellem Wege mit parallelen Einschnitten versehen und dann senkrecht zur Schnittrichtung zu einer Art Gitterwerk mit rautenförmigen Maschen gestreckt wird. — Schließlich verwendet man noch aufrechtstehende Bleche, welche durchgehend gelocht sind, und deren Längskanten umgebördelt werden. Sie haben fast die gleiche Höhe wie die zu armierenden Decken.

Walzprofile, wie I-Eisen und Eisenbahnschienen, werden ebenfalls gern verwandt, da derartige steife Armierungen die Schalungsarbeit einfacher gestalten nnd eine schnellere Fertigstellung des Bauwerks ermöglichen.

IV. Das Betonieren und das Einlegen der Eisenstäbe.

Vor Beginn der eigentlichen Herstellungsarbeiten eines Betonbauwerks ist die Art und Weise der Zementaufbewahrung während der Arbeitszeit in Erwägung zu ziehen. Die Zementsäcke müssen vor allem trocken gelagert sein, da feuchter Zement an Bindekraft verliert. Eine empfehlenswerte Konstruktion eines Zementschuppens für den Bauplatz ist aus Abb. 6 ersichtlich.[1]) Es ist ein leichter Holzschuppen, der schnell aufgebaut und wieder auseinandergenommen werden kann. Der Fußboden ist mit einer Lage geteerter Dachpappe abgedeckt, auf welche trockener Sand geschüttet und darüber ein Ziegelpflaster verlegt ist. Bretter und Balken sind sämtlich mit Karbolineum gestrichen. Das schräg angeordnete Dach, sowie die mit Luftisolierung versehenen Wände sind nach außen hin mit doppelter Dachpappe benagelt. Man sorge dafür, daß beim Aufschichten der Säcke eine Berührung derselben mit den Wänden vermieden wird. Was die Ausgabe des Zements anlangt, so hat der damit Beauftragte genaue Kontrolle dar-

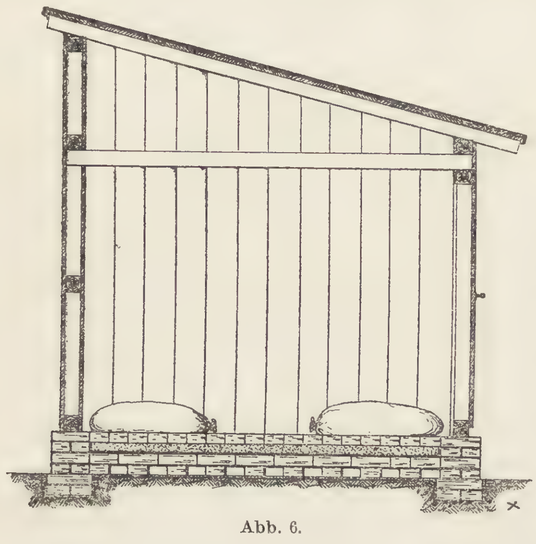


Abb. 6.

[1]) Vergl. „Zement u. Beton" 1905, S. 173.

über zu führen, daß bis zum Abend ebensoviel Säcke zurückgegeben sind, als er volle im Laufe des Tages verausgabt hat. Die leeren Säcke werden dann bei passender Gelegenheit an die liefernde Zementfirma zurückgesandt.

Auch empfiehlt es sich nicht, Sand und Kies im Freien aufzuschichten. Der Regen durchfeuchtet den Sand, und es ist dann schwer, den von Fall zu Fall erforderlichen Wasserzusatz festzustellen.

Während des Aufbaues der Schalungsgerüste möchten Probekörper hergestellt und diese an Ort und Stelle oder in einer nahegelegenen Materialprüfungsanstalt auf ihre Festigkeit hin untersucht werden. Es wird sich dann entscheiden, ob die zur Anwendung gelangten Mischungsverhältnisse den jeweiligen Anforderungen tatsächlich entsprechen.

Zum Zwecke der Betonierarbeit ist zunächst eine Holzverschalung anzuordnen, welche der bauausführenden Firma allerdings ganz beträchtliche Kosten verursacht. Denn Holz ist an und für sich schon ein verhältnismäßig teures Baumaterial; dazu kommt noch, daß dasselbe durch Verschneiden und Abnutzen wesentlich mehr leidet, als es bei Arbeitsgerüsten und Lehrbogen für Steinbauten der Fall ist. Außerdem geht während des Baues immer ein großer Teil verloren, da ein Verschleppen einzelner Hölzer kaum zu verhindern ist. Durch zweckmäßige und geschickte Wiederbenutzung der auf der Baustelle vorhandenen Hölzer kann man jedoch die Schalungsarbeit billiger gestalten.

Die Schalungen müssen eine genügende Festigkeit und Tragfähigkeit besitzen, um die Stoßwirkungen beim Stampfen, sowie das Gewicht des Betons und der arbeitenden Leute ohne Eintritt irgend einer Formveränderung aufnehmen zu können. Das Einschalen darf ebensowenig Schwierigkeiten in seiner Handhabung bieten als das Abrüsten; ein Austausch der Schalbretter muß leicht und bequem vonstatten gehen.

Die Bestimmungen schreiben folgendes vor:

„Die Schalungen müssen hinreichenden Widerstand gegen Durchbiegungen sowie gegen Erschütterungen beim Stampfen

bieten und so angeordnet sein, daß sie unter Belassung der notwendigen Stützen gefahrlos entfernt werden können."

Die Schalbretter sind also stark genug zu nehmen und fest miteinander zu verbinden, damit beim Stampfen kein Federn und vor allem kein Ausbiegen eintritt. Die Schalung ist möglichst dicht zu fugen, da sich das Vorhandensein zu breiter Fugen auf der glatten Betonfläche sofort bemerkbar macht. Es ist überhaupt recht schwierig, eine durchaus glatte Ansichtsfläche herzustellen, zumal jede Ungenauigkeit in der Schalung, wie Ausbeulungen, Astansätze usw., einen entsprechend ungünstigen Einfluß ausübt. Ist die Mischung schlecht, so kann der Fall eintreten, daß sich an der Außenseite des Bauwerks an irgend einer Stelle zu viel Sand anfindet, der dann nach der Entschalung bald abfallen wird. Man festigt die Brettlagen durch vorgelegte Bohlen oder Stützen, die aber nötigenfalls so anzuordnen sind, daß die Schalungen unter Belassung dieser Stützen ohne Bedenken fortgenommen werden können. Denn oftmals müssen die Schalbretter gleich nach dem Erstarren der Betonspeise wegen Weiterverwendung an anderer Stelle beseitigt werden, während die Bohlen noch einige Zeit zur Stützung des ganzen Gerüstes nötig sind. Man benutzt auch vielfach eiserne Schalungen bei häufig wiederkehrenden Bauformen, namentlich aber bei solchen Teilen, die in der Fabrik angefertigt werden (Systeme Visintini, Siegwart usw.).

Soll der Beton nach seinem Erhärten keine Putzbekleidung erhalten, so sind die mit dem Beton in Berührung kommenden Brettseiten glatt zu hobeln. Es ist dann nur astfreies Holz zu nehmen. Außerdem wird vielfach empfohlen, um ein Anhaften des Betons zu verhindern und ein Abdrücken der Holzmaserung zu vermeiden, die gehobelten Seiten der Schalbretter entweder mit Mineralöl, Seife oder Kalkmilch (auch Schellack) zu bestreichen, oder eine Zwischenschicht von Papier, Pappe oder Leinwand anzubringen. Durch das Bestreichen mit Seife werden die Poren des Holzes geschlossen. Oel, dickflüssig verstrichen, verhindert ein Durchfeuchten des Holzes und bedingt auf diese Weise eine längere Haltbarkeit des-

selben. Blechtafeln, selbst verzinkte, sind als Zwischenschicht nicht recht zu empfehlen, weil Ausbeulungen des Bleches unmöglich ganz vermieden werden können. Für eine vollkommen glatte und ebene Oberfläche der Betonmasse ist aber dennoch keine genügende Garantie geboten; auch erschweren und verteuern die genannten Maßregeln, namentlich das Hobeln, die Betonierarbeit in verhältnismäßig hohem Grade. Eine nachträgliche Anbringung von Putz ist wohl in den meisten Fällen, wenigstens auf dem Gebiete des Hochbaues, am vorteilhaftesten.[1]) Natürlich ist dann ein Behobeln der Schalungsbretter nicht nötig, da die erzielte rauhe, unebene Betonfläche in bester Weise zum festen Anhaften des Putzes geeignet ist. Trotzdem hat man in dieser Hinsicht schon schlechte Erfahrungen gemacht, namentlich an Konstruktionsteilen, die bedeutenden Schwankungen und Stoßwirkungen ausgesetzt sind: der Mörtelputz bröckelte teilweise ab, wodurch das ganze Bauwerk ein viel schlechteres Aussehen erhielt, als wenn es ungeputzt geblieben wäre. Will man einer solchen Gefahr aus dem Wege gehen, so tut man gut, auf einen Mörtelputz zu verzichten und die abgebundenen Betonflächen mit dem Schlägel zu bearbeiten. Eine ganz besondere Wirkung wird erzielt, wenn man die Innenseite der Schalung mit dreikantigen Latten benagelt, wie es Abb. 7 u. 8 zeigen. Dadurch erhält die Konstruktion das Aussehen eines aus Quadersteinen gebildeten Mauerwerks. Die Wirkung wird noch verstärkt, wenn man die Fläche mit einem pneumatischen Bossierhammer bearbeitet. Häufig nimmt man auch Verkleidungen mit Stein oder Terrakotta vor. Bei Verwendung von Quadern können diese gleichzeitig als Schalung benutzt werden (Brückenpfeiler).

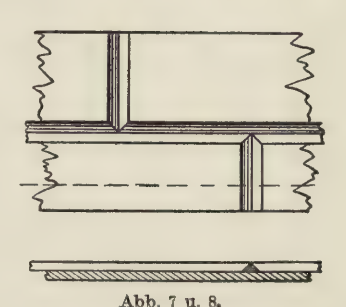


Abb. 7 u. 8.

---

[1]) Vergl. Seite 60.

In Amerika hat sich folgende Behandlung der Sichtflächen vielfach eingebürgert (näheres hierzu mitgeteilt in Zement u. Beton 1907, S. 19, „Ausgestaltung der Schauflächen von Betonbauten“): Man entfernt die Schalung nach dem Abbinden, aber doch vor dem vollständigen Erhärten des Betons und wäscht unmittelbar darauf die Schauflächen mit Wasser ab. Durch das Waschen wird die dünne Zementhaut entfernt, welche die einzelnen Sandkörner und Kiesstücke umhüllt, so daß diese bloßgelegt werden. Das Aussehen der so behandelten Schauflächen richtet sich naturgemäß nach der Art der Zuschlagstoffe und nach deren Verteilung in der Betonmasse. Auch läßt sich eine gewisse Abstufung durch den Grad des Waschens erzielen. Erfolgt dieses rechtzeitig, so kann man mit der Bürste so viel Mörtelzuschlagstoffe herausnehmen, daß eine kräftig wirkende rauhe Oberfläche erzeugt wird, die bei Bauwerken von monumentalem Aussehen und kräftigen Formen durchaus am Platze ist. Bei leichten, gefälligen Bauwerken muß die Wirkung der Fläche eine entsprechend gefälligere sein, was durch Wahl kleinkörniger Zuschlagstoffe erzielt werden kann. Abb. 9 zeigt eine abgewaschene und gebürstete Betonschaufläche, bestehend aus 1 Teil Portlandzement, 2 Teilen gelblichem Flußsand und 3 Teilen gesiebtem Schotter von 9,5 mm Korngröße. Der Beton nach Abb. 10 bestand aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Grubensand und 3 Teilen 5 mm starken weißen Flußkiesstückchen. Sollte die Erhärtung des Betons schon zu weit vorgeschritten sein, so tut man am besten, die Oberfläche mit einem scharfen Bossierhammer zu bearbeiten, dann mit verdünnter Salzsäure 1 : 1 abzuwaschen und diese endlich mit Wasser wieder sorgfältig wegzuspülen.

Dieses mitgeteilte amerikanische Verfahren bezieht sich allerdings nur auf nichttragende Bauteile, bei welchen die Schalung ohne Bedenken schon dann fortgenommen werden kann, wenn der Beton noch nicht ganz erhärtet ist (Brüstungen, Ausfüllungen usw.).

Die Schalungen dürfen sich durch Aufquellen infolge Einwirkung der nassen Betonspeise nicht verziehen. Man hat deshalb, namentlich bei großen Flächen, für Anbringung

offener, 5 bis 7 mm breiter Fugen zu sorgen, da sonst ein Werfen der Schalbretter zu befürchten wäre. Das Heraus-



Abb. 9.

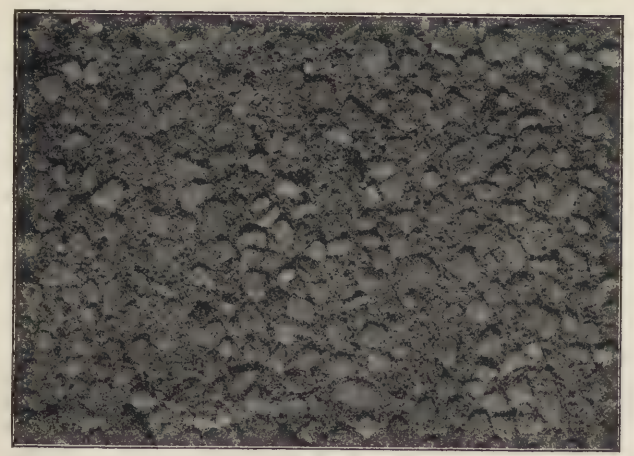


Abb. 10.

treten des Betons durch diese Fugen wird in der Regel durch Verwendung von Leinwand verhütet, welche zugleich

das überflüssige Wasser aufnimmt. Die Verschalung einer Stütze wird vorteilhaft in der Weise ausgeführt, daß man zunächst drei Seiten fest bis oben hin verschalt, mit der Verschalung der vierten Seitenfläche jedoch entsprechend dem Fortgang der Betonierarbeit stufenweise von unten aus beginnt. Man hat dann den Vorteil, jederzeit leicht und bequem die Arbeit des Betonierens zu vollziehen und etwaige Veränderungen in der Lage der Eisenstäbe sofort zu erkennen und zu berichtigen. Aus demselben Grunde vorteilhaft ist ein stufenweiser, gleichzeitiger Aufbau der Schalung an allen vier Seiten, entsprechend den Höhen der jedesmalig einzubringenden Betonschichten. Es ist aber unzweckmäßig, erst dann mit dem Betonieren zu beginnen, wenn die vollständige Verschalung bis zur Decke geführt ist. Ein regelrechtes Stampfen der eingeschütteten Betonspeise ist dann ebenso unmöglich wie ein Unverändertbleiben der Anordnung der Einlagen. Werden die Verbunddecken zwischen I-Eisen gespannt, so können die unteren Flanschen in bester Weise zur Befestigung der Schalung verwandt werden.

Erwähnt seien an dieser Stelle zwei Verfahren, die eine teilweise Beseitigung der unbequemen und kostspieligen Einschalung eisenarmierter Betonkonstruktionen möglich machen sollen. Zunächst bezwecken einige Patente, die tragenden Konstruktionsteile, namentlich Säulen und Balken, schon vor ihrer eigentlichen Verwendung auf ebener Erde zu stampfen, um sie dann nach Verlauf einiger Wochen an richtiger Stelle zu verlegen. Sie sollen dort den noch erforderlichen Wände- und Deckenschalungen durch verschiedentliche Vorkehrungen einen kräftigen und zweckmäßigen Halt geben. Eine derartige Arbeitsmethode verringert zwar in hohem Maße die Kosten eines Eisenbetonbaues und gestattet die Bauausführung zu jeder Jahreszeit, schließt aber von vornherein den innigen Zusammenhang der einzelnen, zu verschiedenen Terminen verlegten Konstruktionsglieder aus. Eine vorherige Herstellung derselben erscheint nur dann statthaft, wenn sie in statischer Hinsicht durchaus keine Gemeinschaft mit den angrenzenden Wand- und Deckenteilen haben. Die Nachteile dieser Arbeitsmethode

können von den Vorzügen derselben — die Ermöglichung einer sehr schnellen Bauausführung und die leichte Prüfung der vorgearbeiteten Teile in der Werkstatt — kaum aufgewogen werden.

Das zweite Verfahren zur Vereinfachung des Schalens bezweckt, dem Schalungsgerüst den Charakter einer sich selbst tragenden Konstruktion zu nehmen. Die Bretter und Bohlen werden am einzubetonierenden Eisengerippe, das entsprechend stark konstruiert werden muß, aufgehängt und dadurch die sonst erforderliche Stützenzahl wesentlich herabgesetzt oder gar auf Null reduziert. Vorteilhaft ist ein solches Verfahren dann, wenn kein genügender Platz für den Aufbau des Schalgerüstes vorhanden ist. Doch ist es insofern unvorteilhaft, als die feste Einschließung des Eisens durch die Betonspeise gerade dann erfolgt, wenn es von der Last der angehängten Schalung unzweifelhaft merkliche Durchbiegungen erleidet. Wollte man den Eisenkörper derartig stark dimensionieren, daß solche Biegungen ausgeschlossen sind, so würde man Gefahr laufen, das ganze Bauwerk zu plump zu gestalten und die Baukosten entsprechend der größeren Stoffmasse eher zu vermehren als zu vermindern. Es würde dann auch ein zu schlechter Zusammenhang zwischen dem Eisen und dem Beton herrschen.

Ueber die Einbringung der Betonspeise schreiben die Bestimmungen folgendes vor:

„*Der Beton muß nach dem Mischen sofort eingebracht und gleichmäßig eingestampft werden, bei erdfeuchtem Zustande mindestens so lange, bis sich an der Oberfläche Wasser zeigt. Zum Einstampfen sind passend geformte Stampfen von angemessenem Gewicht zu verwenden. — Der Beton ist in einzelnen Schichten einzubringen, die nicht stärker als 15 cm sein dürfen und für sich gehörig eingestampft werden müssen.*“

Die im vorigen Kapitel beschriebene Betonbereitung hat in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstelle stattzufinden, ganz gleich, ob die Bereitung von Hand oder mit Maschine geschieht. Ein längerer Transport würde die Gleichmäßigkeit

der Mischung wegen der unvermeidlichen Erschütterung ungünstig beeinflussen. Die Einbringung der Betonspeise durch Handmulden ist wohl am empfehlenswertesten, jedoch bei größerem Betriebe zu teuer. Gewöhnlich erfolgt die Einbringung mittels Schaufel, und zwar sofort nach dem Mischen. Es ist bei der Herstellung des zu verwendenden Betons auch auf eintretende Vesperpausen Rücksicht zu nehmen. Man darf immer nur so viel Masse herstellen, als vor Eintritt einer Pause auch wirklich verarbeitet werden kann. Andernfalls ist entweder in der Pause weiterzuarbeiten, oder der übriggebliebene Beton von der ferneren Benutzung auszuschließen. Ein längeres Liegen als 1 bis 2 Stunden bis zur Verarbeitung sollte im allgemeinen nicht gestattet werden. Das Einbringen mit der Schaufel soll nicht wurfweise geschehen, weil auch dadurch die Gleichmäßigkeit der Mischung leidet.

Bei Hochbauten, Geschäfts- und Warenhäusern, verwendet man zweckmäßig die Kellerräume für die Aufstellung der Mischmaschine und der sonst zum Mischen noch nötigen Gerätschaften. Man ist von allen Witterungseinflüssen unabhängig und wird weder durch Regen noch durch Kälte und Hitze unmittelbar in Mitleidenschaft gezogen. Die Hinaufbeförderung des Mischgutes erfolgt durch Aufzüge und Fördergefäße, der Weitertransport in den Stockwerken selbst durch hölzerne oder eiserne Schubkarren. Becherelevatoren sind deshalb nicht zu empfehlen, weil sich in dem Kettentrieb sehr leicht Beton ansetzt, der dann erhärtet und Betriebsstörungen' veranlassen kann.

Bei weit ausgedehntem Arbeitsplatz sind fahrbare Mischmaschinen am besten. Man nutze alle Vorteile, die das Terrain bietet, nach Kräften aus, mische auf hochgelegenem Gelände, so daß die vollen Wagen nach unten, die leeren bergauf zu fahren haben, erleichtere auf diese Weise den Transport und spare so an Arbeitslöhnen.[1])

Nunmehr beginnt das Stampfen des Betons, und zwar wie die Bestimmungen fordern:

---

[1]) Vergl. weiterhin den Aufsatz „Vorrichtung für umfangreiche Betonarbeiten“, Zement u. Beton 1905, S. 92.

„bei erdfeuchtem Zustande mindestens so lange, bis sich an der Oberfläche Wasser zeigt“.

Man spricht dann vom „Schwitzen“ des Betons. Wollte man das Stampfen noch weiter fortsetzen, so liefe man (namentlich bei zu nasser Mörtelspeise) Gefahr, ein Ausweichen der Masse unter den Stampfen zu veranlassen und dadurch das Abbinden zu stören. Bei zu trockener Speise beeinträchtigt das Steinmaterial die Wirksamkeit der Werkzeuge. Ganz besonders fest sind die Außenteile des Körpers zu stampfen, da dieselben in statischer Hinsicht am meisten beansprucht werden. Es ist auch darauf zu achten, daß größere Steinschlagstücke nicht an die Außenseiten des Bauwerks zu liegen kommen, sondern von allen Seiten gehörig mit Mörtel eingehüllt sind. Ein Vergeben der Stampfarbeit in Akkord ist durchaus verwerflich.

Gewölbe stampft man, wenn irgend angängig, in Richtung der Druckkurven, und zwar in Längsstreifen, die an den Widerlagern beginnen und noch vor Abendvesper oben im Scheitel zusammengeführt werden. Die Breite der Streifen ist dann natürlich abhängig von der Spannweite des Gewölbes. Bei flachen Gewölben ist es aus praktischen Gründen kaum möglich, in Richtung der Druckkurve zu stampfen. Jedenfalls ist immer darauf zu achten, daß die Stampfschichten nicht gleichlaufend mit den inneren Kräften gerichtet sind.

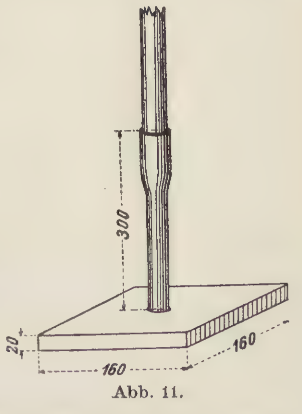


Abb. 11.

Das Stampfen selbst erfolgt mittels sogenannter Stampfer, das sind Werkzeuge, die aus einer zumeist eisernen Platte mit abgerundeten Seiten und einem daran befestigten Stiel bestehen. Die Größe der Aufschlagsfläche richtet sich ganz nach der Massigkeit des zu behandelnden Betonkörpers. Am besten sind Stampfer mit quadratischer Fläche von 10 bis 18 cm Seitenlänge und einem Gewicht von ungefähr 12 bis 15 kg (vergl. Abb. 11). Für die Stampfung

der äußeren Betonschichten nimmt man zweckmäßig, um eine besonders gute Stampfung zu erzielen, schmale rechteckige Platten. Bei kleinen, schwach armierten Konstruktionsteilen sind auch leichte hölzerne Stampfer zu empfehlen.

Weiter schreiben auch die Bestimmungen vor:

„Soll auf frische Betonschichten eine neue Schicht aufgebracht werden, so genügt es, die alte Oberfläche gut anzunässen. Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muß die alte Oberfläche aufgerauht, sauber abgekehrt und angenäßt werden.“

Das Aufrauhen der alten Betonfläche durch Stahlbesen und das Benetzen mit Zementwasser ermöglicht ein besseres Aneinanderhaften der beiden Schichten. Auch ist es zweckmäßig, den neuen Beton mit besonderer Kraft gegen die aufgerauhte Fläche anzustampfen, damit die Vereinigung beider Massen eine recht innige werde. Ebenso wird es vorteilhaft sein, für die erste Schicht einen etwas feuchteren Beton oder einen Zementmörtel (aus 1 Tl. Portlandzement und 3 Tl. Sand) zu nehmen. Jedenfalls ist es immer gut, den Bau ohne dauernde Unterbrechungen derartig fortzuführen, daß die Anzahl der Schichtfugen so gering als möglich wird. Natürlich sind solche Unterbrechungen nicht gänzlich zu vermeiden; schon die verschiedenen Vesperzeiten sowie die Beendigung der Tagesarbeit machen sie zur Notwendigkeit. Zweckmäßig ist es auch, bei Eintritt einer Arbeitspause die eben hergestellte und wagerecht abgeglichene Schichtfläche mit nassen Säcken zu bedecken und sie nach Schluß der Pause vor dem Weiterbetonieren in entsprechender Weise zu reinigen und zu begießen. Bei Vorhandensein großer Schichtlängen kann man durch Abtreppungen für einen genauen Zusammenhang beider Betonflächen Sorge tragen. Doch muß mit Beendigung der Tagesarbeit stets eine durchgehende Stampfschicht fertiggestellt sein.

Die Bestimmungen schreiben weiter vor:

„Durchgehende Wände sind in ihrer ganzen Länge in Angriff zu nehmen und gleichmäßig hochzuführen. Dabei ist auf einen guten Verband mit anschließenden Querwänden Bedacht zu nehmen. Schichten, die den Abschluß eines Geschosses bilden, müssen wagerecht abgeglichen werden.“

„Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung dieser Bauteile in dem höheren Geschoß erst nach Abnahme des darunterliegenden Geschosses begonnen werden.“

Die letztere Bestimmung ist hart und wird auch viel angefochten, weil man ihr zufolge mit dem Ausschalen von unten, statt wie bisher von oben beginnen muß. Die Arbeit kann keinen gleichmäßigen Fortgang nehmen; es müssen Unterbrechungen stattfinden, die der Festigkeit des Ganzen nur schädlich sind. Zwar kann man auf Grund dieses Paragraphen erkennen und prüfen, ob ein Geschoß gut genug ausgeführt ist, um ein zweites und drittes mit Sicherheit tragen zu können. Doch steht dieser Vorteil, den die fragliche Bestimmung bietet, in keinem Vergleich zu ihrem Nachteil.

Ueber den Fortgang der Arbeiten bei Frostwetter sagen die Bestimmungen folgendes:

„Bei Frostwetter darf nicht gearbeitet werden, sofern nicht schädliche Einwirkungen des Frostes ausgeschlossen sind. Nach längeren Frostzeiten darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde dazu eingeholt ist. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes zu bewahren.“

Wiewohl der Portlandzement von allen hydraulischen Bindemitteln am wenigsten gegen die Einwirkung des Frostes empfindlich ist, muß dennoch das Betonieren im Winter mit Vorsicht geschehen. Der Frost ist dem Beton nur dann schädlich, wenn der Zementmörtel noch nicht abgebunden hat und obendrein zu feucht ist. Das gefrierende Wasser kann ein Zersprengen der Masse bewirken und verursacht in jedem Falle eine Verlängerung der Binde- und Erhärtungszeit. Dieser letztere Umstand ist durch folgende amtliche Bestimmung berücksichtigt worden:

„Die seitlichen Schalungen von Betonbalken und die Schalungen von Deckenplatten bis zu 1,50 m Spannweite dürfen frühestens nach 3 Tagen, die übrigen Schalungen und die Stützen frühestens nach 14 Tagen, vom Schlusse des Einstampfens ab gerechnet, entfernt werden.“

„Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, daß die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.“

Jedenfalls sind Betonarbeiten bei einer Temperatur von — 5 ° C. und darunter ohne weiteres zu verbieten. Muß dennoch — zur Innehaltung des vertraglich ausgemachten Bautermins — in strenger Kälte weitergearbeitet werden, so kann man (insbesondere bei Brückenarbeiten) Montagehallen errichten, die dann durch Oefen zu heizen sind.

Bei geringerer Kälte kann man sich dadurch helfen, daß die Herstellung des Betons in trockenen, windgeschützten Räumen vorgenommen wird, daß man Wasser wie Sand vor der Benutzung anwärmt, dabei den Zusatz an Wasser auf ein Minimum beschränkt und schließlich den fertig gestampften Beton durch schlechte Wärmeleiter, wie Stroh, Heu, Sandsäcke Pferdemist usw., vor der direkten Einwirkung der Kälte schützt. Unstatthaft ist aber zu Frostzeiten sowohl die Verwertung von gefrorenem, mit Eisstückchen und Schnee vermischtem Steinmaterial, als auch ein Begießen der Betonspeise zwecks Verkürzung der Erhärtungszeit, oder eine künstliche Heizung zu gleichem Zweck. Vielfach fügt man dem Mörtelwasser behufs Beschleunigung des Abbindens etwas Kochsalz (bis 5 vH.) hinzu, das aber unter Umständen ein Ausblühen veranlassen kann. Besser ist ein geringer Zusatz von Soda (bis 0,5 vH.) oder Chlorcalcium (bis 5 vH.). Natürlich dürfen bei Frost keine Putzarbeiten ausgeführt werden.

Aber nicht nur die Kälte, sondern auch allzu große Hitze beeinflussen den gestampften Beton in nachteiliger Weise. Hohe Wärmegrade haben in erster Linie den Uebelstand im Gefolge, daß die oberen Schichten wesentlich schneller abbinden als die unteren. Es ist deshalb für eine stetige Zuführung von Wasser sowie für einen Schutz gegen die direkte Einwirkung der Hitze genügend Sorge zu tragen. Man kann auch an Stelle der erhöhten Wasserzuführung die ungünstige Wärmewirkung durch öfteres Beschütten mit nassem Sande vermindern. Es wird dadurch einem zu frühzeitigen Ver-

dunsten des reinen Zementwassers vorgebeugt. Bei Nichtbeachtung solcher Vorsichtsmaßregeln trocknet der Beton zu schnell aus; es bilden sich Risse, die ein gänzliches Zerbröckeln der Masse verursachen können. Man trägt auch den Raumänderungen der Verbundkörper infolge Temperaturwechsels durch konstruktive Vorrichtungen Rechnung, z. B. durch Anbringung sog. Dilatationsfugen.

Nach allem ist also sowohl große Hitze durch Sonnenbestrahlung, als auch große Kälte dem Betonieren schädlich. Die besten Zeiten dazu sind der Frühling und der Herbst.

Was nun die Entfernung der Schalbretter, die sogenannte Ausschalung, anlangt, so läßt sich ein genauer, allgemein einzuhaltender Termin schwer ermitteln. Die hierauf bezüglichen Vorschriften unserer Bestimmungen sind bereits oben angeführt worden. Der richtige Zeitpunkt des Ausschalens hängt ganz von der Güte des Betons, von dem späteren Zweck des Bauwerks und zum nicht geringen Teil, wie schon erwähnt, von den gerade herrschenden Temperaturverhältnissen ab. Vor allem hat man sich, bevor das Entfernen der Schalbretter beginnen soll, durch eine Schlagprobe davon zu überzeugen, ob der Beton auch genügend erhärtet ist. Ein frühzeitiges Ausschalen bietet zwar den Vorteil einer schnelleren Weiterverwendung der Schalbretter, hat aber oft den großen Nachteil im Gefolge, daß infolge ungenügender Erhärtung des Betons eine Senkung des ganzen Bauwerks eintreten kann.

Weiter schreiben die Bestimmungen vor:

„Beim Entfernen der Schalungen und Stützen muß jede Erschütterung vermieden werden.

Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren.

Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützen besondere Vorsicht zu beobachten."

Nach Beendigung der Stampfarbeit sind also jegliche Stöße und Erschütterungen vom Bau fernzuhalten. Der Beton darf nicht eher betreten werden, als bis derselbe erhärtet ist.

Ein öfteres Begießen mit Wasser, namentlich im Sommer, beschleunigt die Erhärtungszeit. Auch muß die direkte Einwirkung starker Winde ferngehalten werden. Weiterhin ist genau darauf zu sehen, daß Löcher und Schlitze zwecks Aufnahme von Draht- und Rohrleitungen nicht an Stellen angebracht werden, die wegen bedeutender innerer Spannungen keine Schwächung erleiden dürfen. Etwa entstandene Ausschläge können mit verdünnter Salzsäure abgewaschen werden.

Sollen die sichtbaren Bauflächen des besseren Aussehens wegen noch verputzt werden, so ist damit sofort nach dem Ausschalen zu beginnen. Die Stärke des Putzes richtet sich nach der Rauheit der Fläche, ist aber nicht über 6 bis 10 mm zu machen. Der Zementputz ist kräftig anzuwerfen und dann in bekannter Weise mit einem Reibebrett zu glätten. Doch ist die Gefahr einer späteren Rissebildung durchaus nicht ausgeschlossen, weshalb man jetzt vielfach, wie schon einmal erwähnt, von der Verwendung eines Putzes absieht und das gute Aussehen der Flächen durch unmittelbare Bearbeitung derselben mit einem Stockhammer erzielt. Aber nicht immer dient der Putz lediglich ästhetischen Zwecken; bei Flüssigkeitsbehältern z. B. soll er als Dichtungsmaterial dienen, bei Fußbodenbelägen soll er einer zu schnellen Abnutzung vorbeugen usf.

Die Oberfläche des Zementputzes ist stets alkalisch, d. h. angefeuchtetes rotes Lackmuspapier färbt sich, mit einem Kork gegen den Zement gedrückt, blau. Bestreicht man nun die Oberfläche des Zementputzes so lange mit Keßlerschem Fluat,[1])

---

[1]) Die Keßlerschen Fluate sind wasserlösliche Salze, welche Kieselfluorwasserstoff enthalten und welche in der Mörtelschicht in kurzer Zeit eine chemische Umsetzung erfahren, wodurch in den Poren der Zementmörtel wieder Flußspat und Kieselsäure ausgeschieden werden. Die Poren schließen sich und setzen dem Durchdringen des Wassers großen Widerstand entgegen. Für Zementverputz oder Beton kommt Magnesiafluat in Betracht. Die Erfahrung hat gelehrt, daß es ratsam ist, mehrere Fluatanstriche aufeinander folgen zu lassen. Die Auftragung der Fluate geschieht in folgender Weise (nach Angabe der technisch-chemischen Anstalt für Zement- und Steinindustrie H. Hauenschild, Berlin NW 21, Dreysestraße 4b, von welcher Firma die Fluate auch bezogen werden können):

Zunächst überzeugt man sich, ob die zu fluatierende Fläche gehörig trocken ist, so daß die aufzutragende Fluatlösung innerhalb 1 Minute von ihr aufgesaugt wird. Sodann reibt man sie mit einer scharfen Bürste zur Entfernung jeweder Unreinigkeiten tüchtig ab. Ist dies geschehen, so trägt man den ersten Anstrich, der durch Lösung von 1 kg Magnesiafluatkristallen in 10 l Wasser hergestellt wird, mit dem Anstreicherpinsel auf. Dabei sowie

bis die Oberfläche sauer reagiert, d. h. bis blaues Lackmuspapier sich rötet, und spült man schließlich das zurückgebliebene überschüssige Fluatsalz mit Wasser ab, so kann der Putz mit Oel gestrichen werden. Es wird dann die Oelfarbe auf dem Putz ebensogut haften wie auf Kalk.

Die Eiseneinlagen sind so anzuordnen, daß ihr wirklicher Abstand genau mit dem projektierten übereinstimmt. Solches wird am einfachsten dadurch erreicht, daß man die Lage des Armierungsnetzes auf der Schalung durch Mörtelklötze oder kleine Holzstückchen fixiert. Bei Verwendung von Kies und Steinschlag ist zu beachten, daß die Steine zwischen den Armierungen wie zwischen diesen und den Verschalungen bequem hindurchgehen können, daß also die Korngröße eine entsprechende ist. Während der Stampfarbeit darf in der Lage der Eisen keine Aenderung eintreten, weshalb man mit Vorliebe Bügel und Hängedrähte anwendet. Doch erschweren solche zumeist die an sich schon schwierige Arbeit des Stampfens. Man verwendet dann zweckmäßig Stampfer mit klauenförmigen Platten, mittels welcher man leicht zwischen die Arme der einzelnen Bügel gelangen kann. Die Eisenstäbe dürfen nicht zu nahe der Betonoberfläche liegen, da dann leicht eine Rissebildung in der dünnen Außenschicht eintreten könnte und demzufolge die feuersichere Ummantelung des Eisens zerstört wäre.

Die „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten" schreiben folgendes vor:

---

bei den späteren Anstrichen hat man streng darauf zu sehen, daß die Lösung so gleichmäßig verstrichen wird, daß keine Ränder oder Flecke entstehen. Nach 24 Stunden erfolgt der zweite Anstrich, bestehend aus einer Lösung von 1 kg Magnesiafluatkristallen in 6 l Wasser. Nach weiteren 24 Stunden wird der dritte Anstrich aufgetragen. Hierzu wird 1 kg Fluat in nur 4 l Wasser gelöst. Nach jedem Anstrich tupft man die überschüssige, innerhalb 1 Minute nicht eingesaugte Fluatlösung mit einem Lappen oder einem Schwamm ab. Sollen die Zementputzflächen einen Oelfarbenanstrich bekommen, so ersetzt man das Magnesiafluat zweckmäßig durch Baufluat, welches mit den gleichen Teilen Wasser verdünnt wird. Zwei Anstriche mit einer Pause von 24 Stunden genügen meistens, ein dritter Anstrich dürfte kaum nötig sein. Die Fluatierung ist genügend, wenn blaues Lackmuspapier, an die Putzfläche angedrückt, gerötet wird. Sodann wäscht man die Fläche mit Wasser ab, bis keine Rötung des Lackmuspapieres mehr durch das Waschwasser hervorgerufen wird. Ist die Putzfläche abgetrocknet, so bringt man den Oelfarbenanstrich auf Dieser wird dann nicht abblättern, wie dies so oft durch den Umstand hervorgerufen wird, daß sich unter ihm die von dem Mörtel ausgeschiedenen Salzausblühungen ansammeln.

„Die Deckung der Eisenstäbe, d. i. der Abstand der Oberfläche des Eisens von der Außenfläche des Betons, soll in der Regel nicht weniger als 1 cm betragen. Bei geringerer Stabdicke als 1 cm[1]) kann die Stärke der Deckung bis auf 0,5 cm ermäßigt werden, wenn später Putz aufgetragen wird."

Die Frage, welcher Zeitpunkt bei der Bauausführung für die Herstellung des Eisengerippes am geeignetsten sei, läßt sich allgemein schwer beantworten. Bei gewöhnlichen, einfachen Konstruktionen, wo sich also das Gerippe nicht selber tragen kann, führt man zunächst die Verschalung entweder teilweise oder vollkommen auf, bringt nach und nach die Einlagen an ihren gewünschten Platz und stampft in entsprechenden Pausen den Beton ein. Dieses Verfahren bietet den Vorteil einer genauen, leichten Bauüberwachung, bedingt aber beim Einbringen des Eisens wie beim Stampfen große Sorgfalt und bedeutende Sachkenntnis, da es vor allem schwierig ist, die Stäbe beim Stampfen in ihrer richtigen Lage zu erhalten. Ist anderseits das eiserne Gerippe derartig stark konstruiert, daß es sich selbst tragen kann, so beginnt man mit der Herstellung der Schalung erst nach vollständigem Aufbau des Eisengerüstes, worauf schließlich das Stampfen erfolgt. Oft wird sogar, wie schon einmal erwähnt, bei diesem Verfahren das eiserne Gerippe zur Befestigung der Schalbretter und Schalbohlen verwandt und dadurch an Stützen wesentlich gespart. Man kann aber auch zuerst die Schalung aufrüsten, dann den Eisenkörper herstellen und schließlich zur Stampfarbeit übergehen. Der zweckmäßigste Zeitpunkt für das Einbringen der Eisen muß von Fall zu Fall festgestellt werden; bestimmte diesbezügliche Vorschriften kann man nicht geben. Jedenfalls hat der Bauführende sorgsam die genaue Anordnung der Eisenteile zu überwachen, ihre rechnungsgemäße Stärke zu prüfen und dafür zu sorgen, daß die Stampfarbeit in richtiger Weise vollzogen wird.

Was die Bauführung anlangt, so schreiben die Bestimmungen vor, daß über den Gang der Arbeiten ein Tage-

[1]) Aus statischen Gründen sind oft größere Maße erforderlich.

buch zu führen ist, welches auf der Baustelle jederzeit zur Einsichtnahme bereitliegen muß.

„Frosttage sind darin unter Angabe der Kältegrade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.“

Auch müssen durch den Bauführenden die Querschnittsabmessungen der einzelnen Bauteile genau kontrolliert werden. Die Herstellung des Betons ist ebenso gewissenhaft zu überwachen wie der Aufbau des Schalungsgerüstes, wie die Arbeit des Stampfens und die sorgfältige Ausschalung nach wirklich eingetretener Erhärtung des Betons. Für den ordnungsgemäßen Aufbau des Schalungsgerüstes und für die sachgemäße Behandlung der Eiseneinlagen ist es notwendig, daß die Leute auch Kenntnisse im Zimmermann- und Schlosserhandwerk besitzen. Anderseits müssen die Vorarbeiter das Notwendigste von der Zusammensetzung und vorschriftsmäßigen Behandlung des Betons, von der Prüfung der Baustoffe, von dem statischen Zusammenhang der einzelnen Bauteile usw. wissen.[1]) Nur angelernte Leute, keine Gelegenheits-, keine Dorfarbeiter sind bei Eisenbetonbauten zu verwenden.

V. Die Prüfung nach erfolgter Ausführung.

Ist die Befürchtung vorhanden, daß trotz genauester Bauaufsicht dennoch Fehler in der Konstruktion enthalten sind, welche die geforderte Tragfähigkeit des betreffenden Bauwerks verringern, so kann die Baupolizei eine Probebelastung für nötig erachten. Die amtlichen Bestimmungen unterscheiden nun zwei Arten solcher Belastungen. Bei der einen wird der Probekörper aus dem zu prüfenden Bauwerk herausgearbeitet, um dann für sich belastet zu werden, während bei der zweiten Art der Prüfung die Probebelastung ohne vorherige Loslösung eines Baustücks erfolgt. Die erstere Prüfung kommt nur in

[1]) Für diese Zwecke besonders geeignet: „Das kleine Zementbuch“ Preis 10 Pf., zu beziehen nur in Partien von mindestens 10 Stück vom Schriftführer des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten, z. Z. Herrn Direktor Siber, Stettin-Bredow.

seltenen Fällen zur Anwendung, da sie recht unzweckmäßig ist, viel Kosten verursacht und obendrein ein ungenaues Resultat liefert. Denn durch die Loslösung wird jeglicher Zusammenhang mit den angrenzenden Teilen des Bauwerks zerstört, so daß sich ein abgetrenntes Stück bei der Probebelastung anders verhalten muß als das zusammengehörige Ganze. Wesentlich zweckmäßiger ist die Anwendung des zweiten Prüfungsverfahrens, welches unmittelbar am fertigen Bauwerk ausgeführt werden kann und einwandfreiere Resultate liefert. Ist g das Eigengewicht und p die Nutzlast für 1 m² Grundfläche, so soll bei dieser Prüfungsweise die Auflast

$$P = 1{,}5\,g + 3\,p$$

betragen. Bei großen Spannweiten der Decken und großen Nutzlasten liefert diese Beziehung allerdings unverhältnismäßig hohe Belastungswerte. Ist beispielsweise die zu prüfende Deckenplatte 10 cm stark, so ist bei Annahme einer Eigengewichtslast von 2400 kg für 1 m³ und einer Nutzlast von 300 kg für 1 m² die erforderliche Probelast

$$P = 1{,}5 \cdot 0{,}10 \cdot 2400 + 3 \cdot 300 = \mathbf{1260}\ \text{kg für 1 m}^2$$

(Die „Vorläufigen Leitsätze“ würden in diesem Fall nur ein $P = 0{,}8 \cdot 0{,}1 \cdot 2400 + 1{,}8 \cdot 300 = \mathbf{732}$ kg für 1 m² fordern, also eine wesentlich geringere Belastung, als der ministerielle Erlaß vorschreibt.)

Die üblichen Probebelastungen stützen sich auf die Tatsache, daß jedem Bruch eine elastische Deformation, bei Decken und Balken eine Durchbiegung voraufgeht. Wird nun diese elastische Aenderung bei der Probebelastung genau festgestellt, so kann man einen ziemlich sicheren Rückschluß auf die Festigkeit des betreffenden Bauteiles ziehen. Die Probebelastung selbst führt man durch Aufstapeln von Eisenbarren, Ziegelsteinen, Zement- und Sandsäcken aus, und zwar nach einer Erhärtungszeit des Betons von mindestens 45 Tagen. Es kann nicht geleugnet werden, daß die Resultate solcher Belastungsproben oft recht ungenaue, die Ausführungen an sich obendrein recht kostspielig sein können; denn sie erfordern einen großen Materialaufwand, der unter Umständen Transport-

schwierigkeiten bedingt. Dann können auch in solchem Belastungsaufbau bei der Durchbiegung des Probekörpers leicht Stauchungen eintreten, so daß die Uebertragung der Last keine gleichartige ist. Bei Verwendung von Walzträgern legt man vorteilhaft, um gegenseitige Versteifungen zu vermeiden, eiserne Rollen zwischen die Trägerlagen. Die einzelnen Belastungen müssen unter Innehaltung gewisser Pausen stattfinden. Die Lastgrößen, sowie die abgelesenen Formänderungen sind genau zu notieren, desgleichen sind auch die auftretenden Haarrisse den Durchbiegungsphasen entsprechend aufzuzeichnen. Das Ablesen der Apparate soll erst einige Zeit nach der Entlastung vorgenommen werden. Die Meßapparate selbst müssen äußerst fein sein, so daß man imstande ist, auch 100 Teile eines Millimeters abzulesen.[1]) Sie sind so konstruiert, daß jede Bewegung durch eine Feder oder durch einen dünnen Draht übertragen und in vervielfachtem Maße angezeigt wird. Einige Apparate können nur in windgeschützten Räumen Verwendung finden, andere auch im Freien bei bewegter Luft. Oft genügen senkrecht aufgestellte Maßstäbe, die mit Fernrohren beobachtet werden.

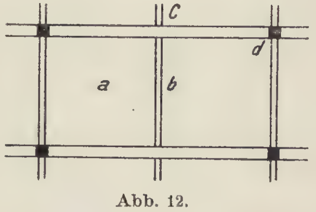


Abb. 12.

Hat man beispielsweise eine Deckenkonstruktion nach Abb. 12 der geforderten Probebelastung zu unterziehen, so muß gemessen werden

bei *a* die Durchbiegung der Decke,
„ *b* „ „ „ Nebenbalken,
„ *c* „ „ „ Hauptbalken und
„ *d* „ Senkung „ Stützen.

Wird noch während der Belastung oder nach vollzogener Entlastung eine Brandprobe verlangt, so muß man das Feuer ein bis drei Stunden andauern lassen. Die höchsten Hitzegrade sind durch besondere Apparate festzustellen. Bei

[1]) Es seien hier einige Meßapparate angeführt, die sich in der Praxis bewährt haben: Martensscher Spiegelapparat, Bauschinger Apparat, der Biegungszeiger von Osske-Chemnitz, sowie die Apparate von Griot-Zürich und Fränkel.

Höchsttemperaturen von 1000 bis 1200 ° C tritt in der Regel ein Absplittern des Betons unter den Eiseneinlagen ein, weshalb bei bestehenden Bauwerken derartige Hitzegrade nicht erreicht werden dürfen.

Bei besonders gebauten Probekörpern (Deckenstreifen oder Probebalken) ist die Belastung bis zum Bruch vorzunehmen; es wird dann von der Bruchbelastung auf die Tragfähigkeit der Decke bei Berücksichtigung genügender Standsicherheit geschlossen. Auch hier sind die Durchbiegungen in den einzelnen Abschnitten der Probe genau zu ermitteln und aufzuzeichnen.

Abweichungen von der allgemeinen Regel sind von Fall zu Fall durch erfahrene Fachleute zu beurteilen und zu regeln. Der Eisenbetonbau ist eben zu neu, zu individuell, als daß ganz allgemein geltende Regeln aufgestellt werden könnten.

VI. Die Grundformen des Eisenbetonbaues.

A. Die Deckenplatten.

Von allen auf Biegung beanspruchten Bauformen sind die ebenen Platten zumeist am einfachsten gestaltet; und trotzdem muß man bei ihnen, je nachdem sie als beiderseits frei aufliegende, als eingespannte oder als kontinuierliche Träger ausgebildet sind, die verschiedentlichsten Anordnungen unterscheiden. Maßgebend für die jeweilige Zweckmäßigkeit einer Plattenform ist vor allem die Gestaltung des eisernen Gerippes und dessen Lage im Betonkörper. Es ergänzen sich bekanntlich beide Baustoffe derartig, daß der Beton die Druckkräfte aufzunehmen hat, während dem Eisen die Aufgabe zufällt, die vorhandenen Zugspannungen zu übernehmen. Solche Anordnung entspricht einerseits der hohen Druck-, aber geringen Zugfestigkeit des Betons und anderseits der bedeutenden Zugfestigkeit des Eisens. Ist eine Deckenplatte als Träger auf zwei Stützen ausgebildet und gleichmäßig belastet, so richtet sich die Anordnung der Eiseneinlage nach

folgenden Gesichtspunkten: Die Biegungsmomente an den Auflagern sind gleich Null; sie wachsen nach Trägermitte hin gleichmäßig an und erreichen dort ihren Höchstwert; mit anderen Worten: die Druckspannungen der oberhalb der neutralen Achse liegenden Fasern sowie die Zugspannungen in der unteren Plattenzone werden nach der Mitte zu immer größer (vergleiche Abb. 63).

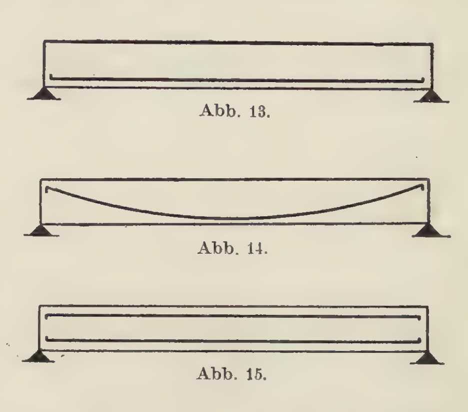


Abb. 13.

Abb. 14.

Abb. 15.

Abb. 13 zeigt die einfachste Grundform einer Eisenbetonplatte. Die Einlage ist nur in der Zugzone angeordnet, weshalb sämtliche Druckspannungen lediglich vom Beton aufgenommen werden. Es ist natürlich vorteilhaft, die Eisenstäbe zur Erhöhung der Nutzwirkung so nahe als möglich an die am stärksten beanspruchte Außenfaser zu legen. — Eine andere Grundform stellt Abb. 14 dar. Hier entspricht die Anordnung des eisernen Gerippes der Form der elastischen Linie, und es liegt die Einlage dort, wo das Biegungsmoment am größten ist, also in Balkenmitte, der untersten Faser am nächsten. — Will man eine Ersparnis an Betonmaterial erzielen, so wählt man die Grundform nach Abb. 15. Die Eisenstäbe liegen hier nicht nur in der Zugzone, sondern sie unterstützen auch den Beton bei der Aufnahme der Druckspannungen. Doch ist die Wirkung der Eisenverstärkung in der Druckzone im Verhältnis zu seiner Wirksamkeit in der Zugzone, wie später theoretisch nachgewiesen wird, recht unbedeutend. — Schließlich ist noch einer Grundform Erwähnung zu tun, wie sie Abb. 16 zeigt. Die Eiseneinlage ist nach oben gekrümmt und nur auf Druck beansprucht. Die Tragfähigkeit einer solchen Platte ist zwar eine sehr beträchtliche, da infolge der allseitigen Ein-

bettung des Eisens eine Knickgefahr vollkommen ausgeschlossen ist; es kann die Zerstörung erst dann eintreten, wenn die Druckbeanspruchung des Einbettungsmaterials derart überschritten wird, daß die eisernen Stäbe auf eine größere Länge ihrer Sicherheit gegen Knickgefahr beraubt werden. Trotzdem darf diese Grundform nur bei Platten geringer Spannweite in Betracht kommen, da sonst leicht eine Rissebildung an der unteren Plattenfläche, der nicht armierten Zugzone, eintreten kann. Abb. 17 zeigt die Verbindung der Grundformen Abb. 13 und 16, während Abb. 18 die Umkehrung darstellt.

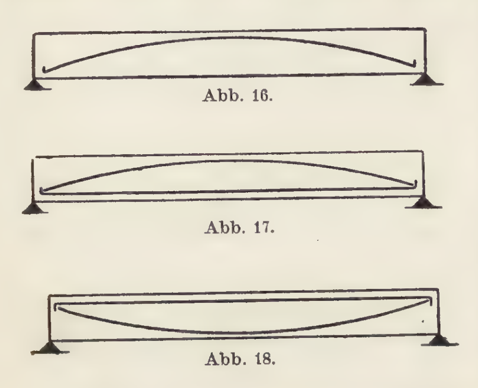


Abb. 16.

Abb. 17.

Abb. 18.

Die Ausnutzung des Materials wird (namentlich bei Decken von größerer Spannweite) eine wesentlich ergiebigere, sobald die Platten als beiderseits fest eingespannte Träger ausgebildet werden. Vor allem ist dann die Durchbiegung eine geringere als bei einer freien Auflagerung an den Trägerenden. Die elastische Linie weist zwei Wendepunkte auf, zeigt also, daß das Biegungsmoment an zwei Stellen den Wert Null erreicht. Man hat daher positive und negative Momente, und zwar liegt der Größtwert der ersteren in der Mitte, während die größten negativen Momente an den Einspannungen zu suchen sind. Es werden demnach im mittleren Plattenteile die unteren Fasern auf Zug und die oberen auf Druck beansprucht; und umgekehrt liegen an den Einspannungsstellen die Zugspannungen in der oberen Zone und die Druckspannungen in der unteren (vergl. Abb. 64).

Die einfachste Grundform für die beiderseits eingespannte Platte zeigt Abb. 19. Es sind sowohl oben wie unten Eiseneinlagen angeordnet, die in erster Linie für die Aufnahme

der vorhandenen Zugspannungen dienen sollen. — Ist man in der Lage, bei einer konstanten Belastung die Wendepunkte der elastischen Linie zu ermitteln, also festzustellen, wo in der oberen Zone die Zugspannungen aufhören und die Druckspannungen beginnen, so kann man die Grundform Abb. 20 verwenden. Die oberen Eisen sind bis zu den ermittelten Wendepunkten hingeführt und dienen gleichsam als Verankerung. — Eine recht praktische Grundform zeigen die Abb. 21 u. 22. Es ist hier nur eine Eiseneinlage angeordnet, die aber infolge ihrer, der elastischen Linie entsprechenden Biegung sowohl den Zugbeanspruchungen in der oberen Zone, als auch jenen in der unteren Genüge leistet. Die Voutenanordnung nach Abb. 22 bietet eine bessere Einspannung. — Andere Grundformen eingespannter Platten, Zusammensetzungen der bereits genannten zeigen die Abb. 23 u. 24.

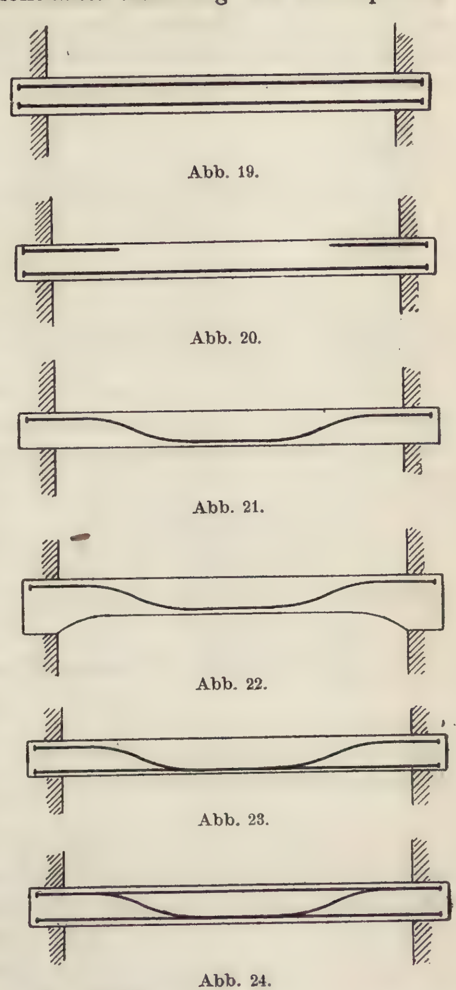


Abb. 19.

Abb. 20.

Abb. 21.

Abb. 22.

Abb. 23.

Abb. 24.

Sind die Platten als kontinuierliche Träger ausgeführt, so treten über den Stützen negative Momente auf, weshalb an diesen Stellen Eiseneinlagen in der oberen Querschnittsfläche, nahe der Außenschicht, zur Aufnahme der Zugspannungen anzuordnen sind (Abb. 25a u. b). Im übrigen geschieht

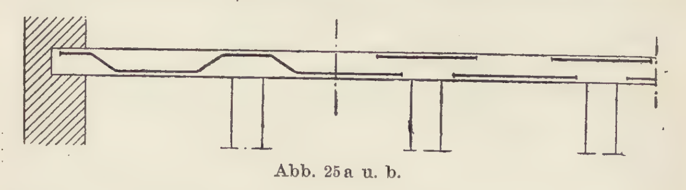


Abb. 25a u. b.

die Anordnung der Einlagen nach den gleichen Gesichtspunkten, wie bereits angegeben.

Bei konsolartig auskragenden Konstruktionen sind die Platten als einseitig eingespannt zu betrachten (vergl. Abb. 66). Die Inanspruchnahme des Baustoffes ist entgegengesetzt derjenigen beim einfachen Balken auf 2 Stützen: die oberen Fasern werden gezogen und die unteren gedrückt, aus welchem Grunde die obere Querschnittshälfte durch Eiseneinlagen zu verstärken ist, wie Abb. 26 zeigt. — Ist die Auskragung im Verhältnis zum Plattenquerschnitt eine recht bedeutende, so empfiehlt es sich, Eisenstäbe auch in der Druckzone anzubringen (Abb. 27). — Eine Konstruktion mit Voutenanordnung bei gleichzeitiger Materialersparnis zeigt Abb. 28.

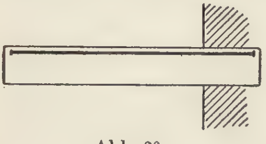


Abb. 26.

Die Anordnung der Eiseneinlagen unter sich kann bei den besprochenen Grundformen eine ganz verschiedene sein. Der einfachste Fall ist der, daß man die Stäbe der Zugzone bezw. beider Zonen ohne Anbringung irgendwelcher Zwischenmittel glatt durchgehen läßt (Abb. 29 u. 30).

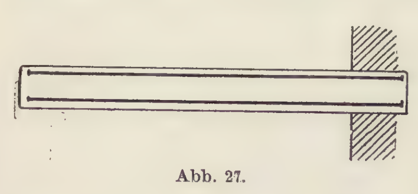


Abb. 27.

Doch können, wenn nur Zugstangen vorhanden sind, zur Vergrößerung der Haftfestigkeit Bügel oder Bindedrähte angeordnet werden (Abb. 31). Beim Vorhandensein von Druck- und Zugstäben können diese in entsprechender Weise miteinander verbunden werden, wie es Abb. 32 zeigt. Eine Anordnung nach Abb. 33 entspricht im Prinzip der Konstruktion eines fachwerkartig ausgebildeten Parallelträgers. Schließlich ist an dieser Stelle noch die Verwendung von I- und Blechträgern anzuführen, deren Stege nichts anderes als eine durchgehende Verbindung des

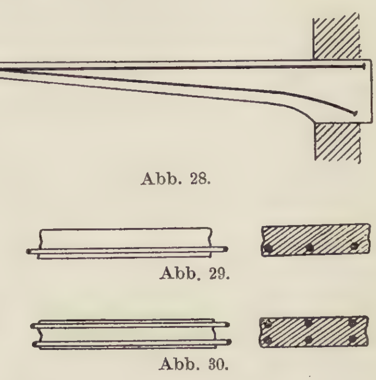


Abb. 28.

Abb. 29.

Abb. 30.

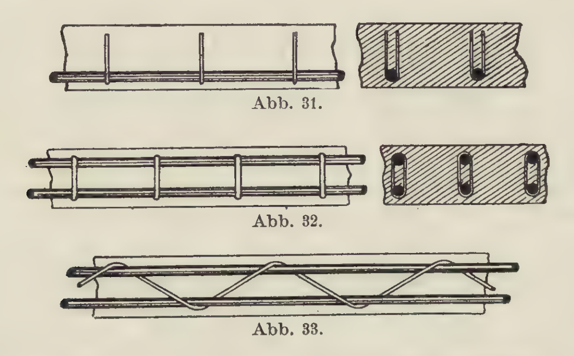


Abb. 31.

Abb. 32.

Abb. 33.

gedrückten Flansches mit dem gezogenen darstellen. Doch wird eine gegliederte Verbindung beider Flanschen stets zweckmäßiger sein, da dann die Betonmasse in besserem Zusammenhange bleibt.

B. Die Plattenbalken.

Bei größeren Raumabmessungen gelangen zumeist Platten mit Verstärkungsrippen in Form sogenannter „Plattenbalken“

zur Anwendung. Es werden parallel der kürzeren Seite des Raumes armierte Balken gespannt und diese durch einfache Plattendecken miteinander verbunden. Ist die Spannweite eine zu große, oder ist man in der Wahl der Konstruktionshöhe bedeutenden Einschränkungen ausgesetzt, so können die Plattenbalken durch Säulen gestützt werden.

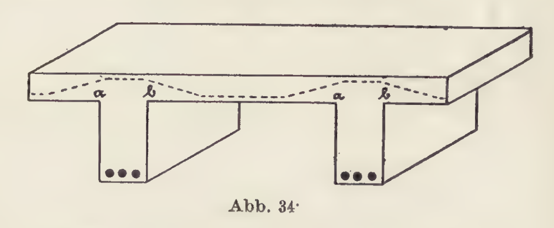


Abb. 34.

Der übliche Querschnitt eines Plattenbalkens ist aus Abb. 34 ersichtlich. Da zwischen Platte und Rippe ganz bedeutende Schubkräfte auftreten, die Rippe sich also von der Platte zu trennen bestrebt ist, wird zumeist der gefährliche Querschnitt a—b durch Flächenvergrößerung unter Anbringung von Bügeln für die Aufnahme solcher Schubkräfte geeigneter gemacht (Abb. 35).

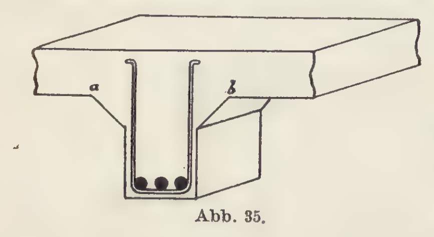


Abb. 35.

Was die Anordnung der Eiseneinlagen anlangt, so gilt für die Plattenbalken, je nachdem sie an beiden Enden frei aufliegen oder eingespannt sind, das gleiche wie für die einfachen Platten. Positive Momente verlangen die Einlagen in unmittelbarster Nähe der unteren Betonfläche, und negative Momente verlangen die Einlagen so nahe als möglich der oberen Fläche.

Der Abstand der Rippen voneinander ist sehr verschieden und richtet sich vornehmlich nach den Abmessungen des Raumes, welcher zu überdecken ist. Er schwankt zwischen $s = 1{,}0$ bis 4,0 m. Je kleiner die Entfernung der Rippen ist, um so dünner darf die Zwischenplatte konstruiert werden;

und umgekehrt sind starke Platten erforderlich, sobald man die Rippen weit auseinanderlegt. — Die Verschalung der Plattenbalken bedingt höhere Kosten als diejenige der einfachen Platten; doch ist die Verwendung einer Balkendecke, namentlich bei großen Spannweiten, fast immer wirtschaftlich vorteilhafter als die Anwendung einer durchgehenden Plattendecke. Nach Abb. 36 erfolgt die Deckenkonstruktion eines rechteckigen Raumes in der Weise, daß man einen Hauptträger A in Längsachse und je zwei Nebenträger B rechtwinklig dazu gespannt hat. Die Platte geht durchlaufend über die Nebenträger hinweg.

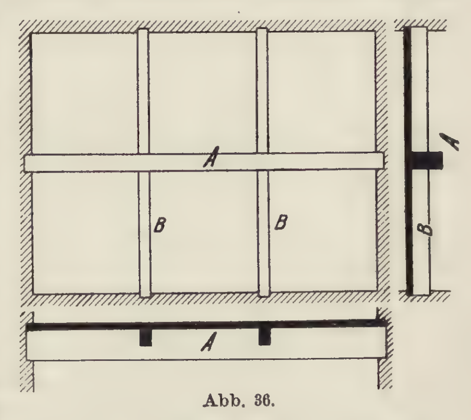
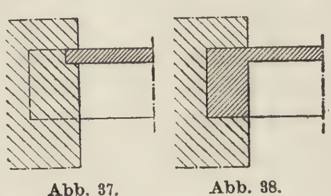


Abb. 36.

Die Auflagerung der Balken geschieht in der Regel gemäß Abb. 37: man führt die Balken ins Mauerwerk und läßt auch die Platte — in der Balkenentfernung — auf dem Mauerwerk ruhen. In manchen Fällen empfiehlt sich jedoch eine Auflagerung nach Abb. 38, nach welcher Balken wie Platte in einen besonderen durchgehenden Lagerträger enden.


Abb. 37. Abb. 38.

C. Die Stützen und Wände.

Bei den Eisenbetonstützen ist zumeist eine möglichst geringe Querschnittsabmessung bedingt. In einem Betonkörper von quadratischem, rechteckigem oder rundem Querschnitt (am üblichsten ist der quadratische Querschnitt mit gestumpften Ecken) befinden sich nahe der Außenfläche durchgehende,

senkrecht stehende Eisenstäbe, die in Entfernungen von 20 bis 50 cm durch Querverbindungen — Drahtbügel — miteinander verbunden sind. Zwischen Betonaußenfläche und Einlage muß noch ein genügender Abstand vorhanden sein, damit auch der Beton imstande ist, ein Knicken und Rosten der Stäbe zu verhindern und letzteren einen wirksamen Schutz gegen Feuerglut zu bieten. Die Einlagen sind zumeist Rundeisen, welche symmetrisch im Querschnitt und parallel zueinander angeordnet sind (Abb. 39). Das Innere einer Eisenbetonsäule kann man auch nötigenfalls in einfacher Weise zwecks Unterbringung eines Wasserleitungsrohres, wie Abb. 40 zeigt, hohl gestalten.[1])

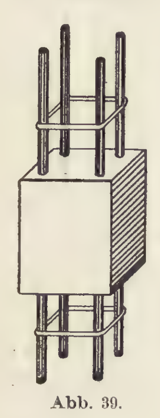


Abb. 39.

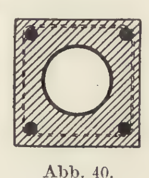


Abb. 40.

Die Konstruktion von Wänden und Mauern geschieht übrigens nach gleichen Grundsätzen wie die Konstruktion der Stützen; nur wird in solchen Fällen die durchgehende Anordnung von Verteilungsstäben zweckmäßig sein.[2])

D. Die Gewölbe.

Bei den im einfachen Hochbau vorkommenden eisenarmierten Gewölben sind zwei Hauptformen zu unterscheiden. Die erste derselben zeigt die Wölbung sowohl in der Leibung als auch im Rücken (Abb. 41), während bei der anderen



Abb. 41.

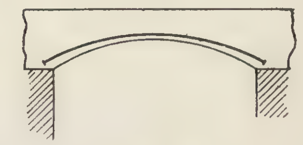


Abb. 42.

Hauptform nur die Leibung gewölbt, der Rücken dagegen eben ist (Abb. 42). Die Gewölbe letzterer Art werden im

---

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II, Abschnitt II.
[2]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II, Abschnitt III.

Hochbau besonders viel verwandt und sind vornehmlich deshalb zu empfehlen, weil sie einen geringeren Seitendruck auf die Widerlager ausüben und auch die Ausführung sich einfacher und leichter gestaltet. Allerdings ist das Gewicht eines solchen Gewölbes zumeist wesentlich größer als bei Gewölben mit gekrümmtem Rücken, gleiche Belastung und Spannweite vorausgesetzt.

Ist mit geringen Abmessungen und Belastungen zu rechnen, so genügt bei beiden Hauptformen eine Armierung in der Leibungszone (Abb. 41 u. 42). Aus praktischen Gründen sind die Eisen in den Widerlagern kräftig zu verankern. Bei mittleren und größeren Spannweiten empfiehlt sich eine Armierung sowohl in der Leibungs-, als auch in der Rückenzone (Abb. 43 u. 44). Solche doppelte Verstärkung entspricht auch dem Auftreten von Querrissen, welche sich in beiden Zonen

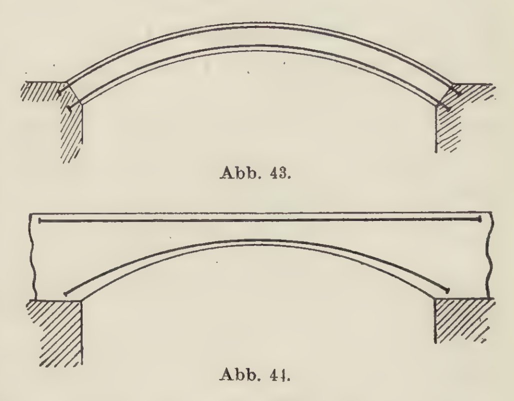


Abb. 43.

Abb. 44.

bei einseitiger Nutzbelastung des Gewölbes gezeigt haben. Statt der durchgehenden Rückenarmierung genügt unter Umständen eine Rückenverankerung an den Kämpfern. Leibungs-

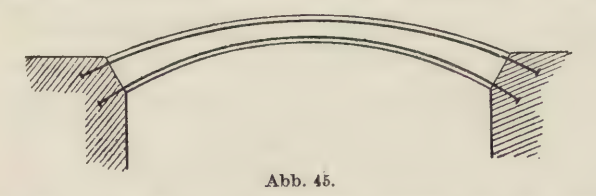


Abb. 45.

und Rückenlinie können parallel zueinander verlaufen (Abb. 41 und 43); doch ist, namentlich bei großen Spannweiten, ein

Stärkerwerden des Gewölbebogens nach den Kämpfern hin zumeist empfehlenswert (Abb. 45).

Da nur in wenigen Fällen Risse parallel zur Längsachse des Gewölbes beobachtet worden sind, ist die Anbringung von Bügeln zur Aufnahme etwa vorhandener Schubkräfte zumeist überflüssig. Eine Bügelverstärkung nach Abb. 46 ist aber trotzdem vielfach üblich und kann nötigenfalls in bester Weise die Standfestigkeit des Gewölbes unterstützen.



Abb. 46.

Nach Abb. 47 u. 48 sind die Gewölbe zu Rippen ausgebildet und diese gleich den Plattenbalken durch überspannende Decken miteinander verbunden.

Mag nun die Grundform des Gewölbes noch so verschieden sein, so ist doch immer in erster Linie auf eine vollkommene Unnachgiebigkeit der Widerlager zu achten; denn ein noch so geringes Nachgeben derselben durch den auftretenden Horizontalschub kann (namentlich bei kleinen Pfeilhöhen) die größten Gefahren für die Standfestigkeit des Gewölbes im Gefolge haben. Ebenso ist in allen Fällen eine feste Verankerung der Einlagen von gutem Vorteil.

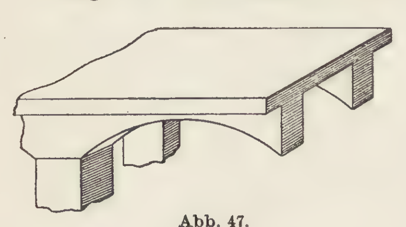


Abb. 47.

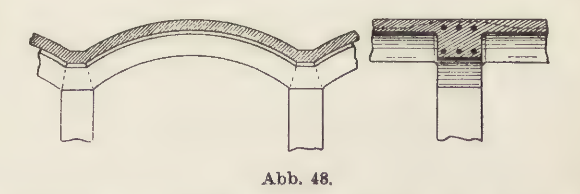


Abb. 48.

E. Die Gründungsplatten.

Soll die Last eines Mauerwerkskörpers nach Abb. 49 durch eine Fundamentplatte aufgenommen werden, so ist der untere Teil derselben, wo die Zugkräfte auftreten, zu armieren. Sind nach Abb. 50a u. b mehrere Mauerwerkslasten vorhanden, so müssen die Einlagen in ihrer Anordnung dem wechselseitigen Auftreten der Druck- und Zugspannungen entsprechen (vergl. auch Abb. 72). Natürlich können bei größeren Abmessungen in entsprechender Weise auch Plattenbalken verwandt werden. Es sei hier noch bemerkt, daß der Eisenbeton auch für die

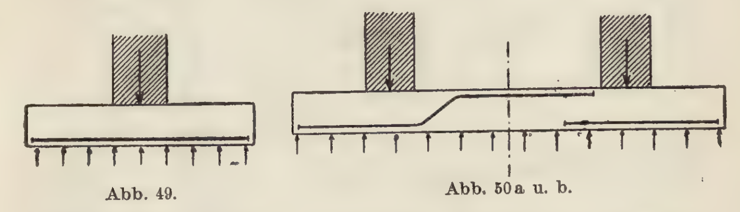


Abb. 49. Abb. 50a u. b.

Zwecke der mittelbaren Gründung herangezogen worden ist: man hat Eisenbetonpfähle von □- und △-Querschnitt konstruiert, deren Armierung derjenigen der Stützen entspricht.[1])

F. Die Zwischen- und Stützmauern.

Die Einlagen sich selbsttragender Zwischenwände sind den Biegungsbeanspruchungen entsprechend wagerecht angeordnet (Abb. 51). Die Vertikaleisen dienen als Verteilungsstäbe. Bei freistehenden Mauern, die als Platten ausgebildet sind, ist es vorteilhaft, Strebepfeiler aus gewöhnlichem Mauerwerk (Abb. 52) oder aus Eisenbeton (Abb. 53) anzuordnen.

Stützmauern können durch Strebepfeiler und dazwischen gespannte Platten (Abb. 54) bezw. dazwischen gespannte Horizontalgewölbe (Abb. 55) ausgebildet werden. Für Stützmauern von bedeutender Höhe und starker Inanspruchnahme durch

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II, Abschnitt VI.

Erddruck wird vielfach eine Winkelform nach Abb. 56 verwandt. Das unmittelbar hinter der Stützmauer lagernde Erd-

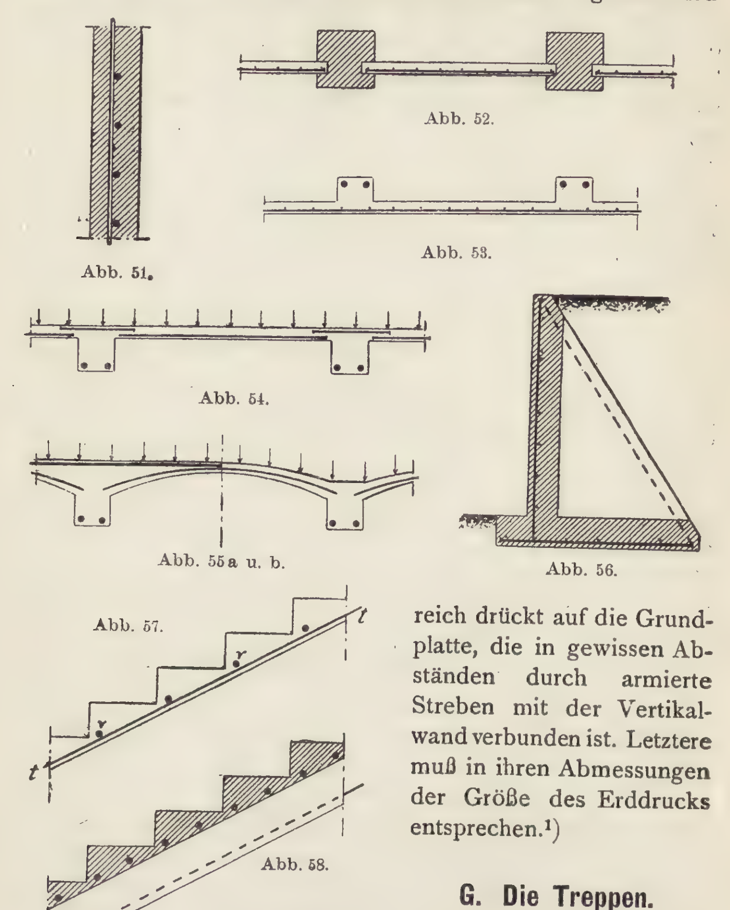


Abb. 51. Abb. 52. Abb. 53. Abb. 54. Abb. 55a u. b. Abb. 56. Abb. 57. Abb. 58.

reich drückt auf die Grundplatte, die in gewissen Abständen durch armierte Streben mit der Vertikalwand verbunden ist. Letztere muß in ihren Abmessungen der Größe des Erddrucks entsprechen.[1])

G. Die Treppen.

Die Grundform einer aus Eisenbeton hergestellten Treppe ist aus Abb. 57 ersichtlich. Die Trag- und Verteilungsstäbe (*t* und *v*) liegen in der Zugzone. Sind besondere Wangenträger angeordnet, so

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II, Abschnitt X.

wäre eine Grundform nach Abb. 58 zu empfehlen. Fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonstufen erhalten die Einlagen in der oberen Zone, wenn sie fest im Mauerwerk eingespannt sind (Abb. 59). Die hier in Frage kommende Grundform entspricht auch der Abb. 26. Werden dagegen die Stufen auf Wangenträger verlegt, so muß die Armierung nach Abb. 60 erfolgen (Zugzone liegt unten).[1]

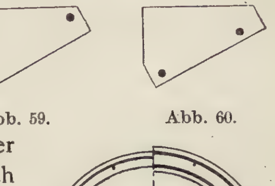


Abb. 59. Abb. 60.

H. Die Röhren.

Bei kleinem Durchmesser genügt eine ringförmige Eisenarmierung mit entsprechenden Verbindungsstäben in Wandmitte. Größere Durchmesser und starke Belastungen von außen machen unter Umständen eine Doppelarmierung notwendig (Abb. 61).[2]

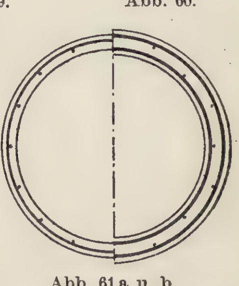


Abb. 61 a u. b.

VII. Die zulässigen Beanspruchungen.

A. Der Beton.

Was die zulässige Druckfestigkeit des Betons anlangt, so schreiben die amtlichen Bestimmungen folgendes vor:

> *„Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den fünften Teil seiner Bruchfestigkeit nicht übersteigen. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Bruchfestigkeit beansprucht werden."*

Es ist also auf die Bruchfestigkeit Bezug zu nehmen und mit einer fünf- bezw. zehnfachen Sicherheit zu rechnen. Einen bestimmten, allgemein gültigen Wert dieser Bruchfestigkeit aufzustellen, ist unmöglich, da derselbe ganz von

---

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II, Abschnitt IV.
[2]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II, Abschnitt VIII.

der Zusammensetzung der Betonspeise, der Güte des Steinschlages, der Art des Stampfens usw. abhängig ist und eigentlich immer von Fall zu Fall durch genaue Prüfungen festgestellt werden muß. Jedenfalls ist die Baupolizei stets berechtigt, das Zeugnis einer amtlichen Prüfungsanstalt über vorgenommene Festigkeitsproben einzufordern. Nach vorgenommenen Versuchen beträgt bei Mischungen 1 : 3 bis 1 : 2 : 4 die Bruchfestigkeit ungefähr 180 bis 250 kg/cm², welcher Wert also den zulässen Beanspruchungen

$$\frac{180}{5} \text{ bis } \frac{250}{5} = \mathbf{36} \text{ bis } \mathbf{50} \text{ kg/cm}^2 \text{ bei Biegung}$$

und

$$\frac{180}{10} \text{ bis } \frac{250}{10} = \mathbf{18} \text{ bis } \mathbf{25} \text{ kg/cm}^2 \text{ bei Druck}$$

entspricht. Bei mageren Mischungen sind diese Grenzwerte natürlich zu verringern. Die amtlichen Bestimmungen schreiben vor, daß für den Grad der Druckfestigkeit eines Betons die sogen. Würfelfestigkeit nach 28tägiger Erhärtungsdauer maßgebend sein soll. Zweckmäßiger wäre es jedoch, die Erhärtungsdauer der Probekörper zu verlängern; denn man ist ebenso von der jeweilig herrschenden Witterung abhängig als auch davon, ob langsam oder schnell bindender Zement genommen ist. Was die zulässige Druckfestigkeit der Stützen anlangt, so ist der geforderte Sicherheitsgrad 10 entschieden zu hoch gegriffen. Es würde den Tatsachen mehr entsprechen, eine geringere Sicherheit festzusetzen (z. B. 5 bis 7), zumal schon bei nicht armierten Betonstützen eine 10fache Sicherheit vorgeschrieben ist. Druckbeanspruchungen von rund 30 kg/cm² könnten also bei Stützen als zulässig erachtet werden.

Die Zugfestigkeit des Betons ist wesentlich geringer als seine Druckfestigkeit ($^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ derselben) und bei fetter Mischung (1 : 3) größer als bei magerer Mischung. Die amtlichen Bestimmungen verlangen, daß sämtliche, in einem Eisenbetonkörper wirkenden Zugkräfte nur von den Eiseneinlagen aufgenommen werden, daß also dem Beton jegliche Zugfestigkeit abzusprechen ist.[1]) Diese Bestimmung ermöglicht

[1]) Vergl. Seite 97.

insbesondere eine bedeutende Vereinfachung der Rechnung, welcher Umstand für die Zwecke des einfachen Hochbaues von nicht zu unterschätzendem Werte ist.

35 $\frac{1}{2}$ *„Die Schubspannung des Betons darf das Maß von* ***4,5 kg/cm²*** *nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.“*

Genaue Versuche und Prüfungen zur Ermittlung der Schubfestigkeit sind äußerst schwierig und liefern obendrein noch ungenaue Resultate. Jedenfalls ist die Schubfestigkeit des Betons größer als seine Zugfestigkeit und, wie bei allen anderen Festigkeiten, in fetter Mischung größer als in magerer. Bei einem Mischungsverhältnis 1 : 3 hat man die Schubfestigkeit zu ungefähr 30 bis 35 kg/cm² gefunden.

Nach den amtlichen Bestimmungen soll die Haftspannung zwischen Beton und Eisen die zulässige Schubfestigkeit nicht überschreiten.[1]) Zwar ist der Grenzwert: **4,5 kg/cm²** etwas niedrig gegriffen; denn vielfache Versuche haben erwiesen, daß die Haftfestigkeit in den meisten Fällen wesentlich größer ist als die Schubspannung des Betons. Doch wird auch anderseits der bereits angeführte, von Professor Bauschinger aufgestellte Wert: 45 kg/cm² vielfach angezweifelt und als unzulässig bezeichnet. Die „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ nehmen 7,5 kg/cm² als Grenzwert, entsprechend einer höchsten Haftfestigkeit von ungefähr 38 kg/cm². Es wird die wahre Größe der Haftfestigkeit stets abhängig sein von der Feinheit der Mischung, der Höhe des Zementzusatzes und dem Alter des betreffenden Bauwerks. Ganz besonderen Einfluß auf die Haftfestigkeit hat aber der Wasserzusatz. Versuche zeigten bei 15 vH. Wasserzusatz eine Haftfestigkeit von 40 kg/cm² und bei 10 vH. Zusatz nur 27 kg/cm². Deshalb die Regel: bei normaler Temperatur lieber etwas mehr Wasser, als zu wenig! Einige Bausysteme zeigen das Bestreben, sich von der Haftfestigkeit unabhängig zu machen,

---

[1]) Vergl. Abschnitt XII.

indem sie besondere Armierungseisen mit angewalzten Querstückchen (Ransome, Thacher usw.) oder Flacheisen mit angenieteten Winkeln (Möller) oder Rund- und Quadrateisen verwenden, die im Druckgurt fest verankert sind.

B. Das Eisen.

Nach den amtlichen Bestimmungen dürfen die Einlagen sowohl auf Zug, als auch auf Druck ebenso hoch beansprucht werden, wie die Konstruktionsteile des reinen Eisenhochbaues, also mit **1200 kg/cm²**. Doch wird in Wirklichkeit dieser immerhin hohe Wert bei Zugbeanspruchung nur selten erreicht werden, da die unbeachtet gelassene Zugfestigkeit des Betons dem Eisen noch zu Hilfe kommt und das Eisen außerdem keine Schwächungen durch Niete erleidet. In Oesterreich, wie auch bei der Bayerischen Staatsbahn werden 1000 kg/cm² als zulässige Spannungsgrenze genommen.

VIII. Die Bestimmung der äußeren Kräfte und Biegungsmomente.

Bevor man an die Berechnung der inneren Spannungen eines durch äußere Kräfte auf Biegung beanspruchten Bauteiles herantritt, ist zunächst festzustellen, ob jene äußeren Kräfte für sich auch im Gleichgewicht sind. Die amtlichen Bestimmungen sagen hierüber folgendes:

> *„Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung der für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäß zu berechnen.“*

Es müssen also die äußeren Kräfte den bekannten Gleichgewichtsbedingungen:

Summe aller Vertikalkräfte . . . . = 0
Summe aller Horizontalkräfte . . . . = 0
Summe der statischen Momente aller äußeren Kräfte, auf einen beliebigen Punkt der Ebene bezogen . . . . = 0

genügen, wobei natürlich die Kräfte sämtlich in ein und derselben Ebene, und zwar in der Ebene der Stabachse liegen müssen. Was die Art der Belastung anlangt, so können sowohl Einzelkräfte, als auch gleichmäßig über die gesamte Trägerlänge verteilte Belastungen zur Wirkung kommen. Beim Vorhandensein von beweglichen Einzellasten sind die ungünstigsten Stellungen derselben in die Rechnung einzuführen. Etwaige Stoßwirkungen können durch entsprechende Zuschläge zu den vorhandenen Lasten berücksichtigt werden. Als gleichmäßig verteilte Belastung sind nach den amtlichen Bestimmungen folgende Werte anzunehmen:

a) *bei mäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast,*

b) *bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 50 vH. erhöhte Nutzlast,*

c) *bei Belastungen mit starken Stößen, wie z. B. bei Kellerdecken unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 100 vH. erhöhte Nutzlast.*

Genauere Angaben über Deckenbelastungswerte sind der im Anhang enthaltenen Tabelle zu entnehmen. Das Eigengewicht des Betons einschl. der Eiseneinlagen ist nach den amtlichen Bestimmungen zu 2400 kg/cbm anzunehmen. Doch ist es in manchen Fällen, namentlich dann, wenn die Eisenarmierung derartig stark ausgebildet wird, daß sie sich selbst und die Schalung zu tragen imstande ist, empfehlenswerter, das Eigengewicht durch Proben genau zu ermitteln. Das Gewicht des Betons an sich (also ohne Einlagen) ist abhängig von dem Mischungsverhältnis und von der Beschaffenheit des Stein- und Sandmaterials und schwankt zwischen 2000 bis 2300 kg/cbm. Schlacken- und Bimsbeton (gut als Füllmaterial) mit einem Gewicht von nur 900 bis 1300 kg/cbm

6*

darf, wie bereits erwähnt, im Eisenbetonbau nur nach vorheriger Prüfung Verwendung finden.

Was die bei der Ermittlung des größten Moments wichtige Rechnungsträgerlänge anlangt, so sagen die amtlichen Bestimmungen hierüber folgendes:

> *„Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen."*

Hat man also beispielsweise eine lichte Raumweite von 3,0 m, so wäre die in die Rechnung einzuführende Länge einer an beiden Seiten frei aufliegenden, 0,15 m starken Decke (Abb. 62)

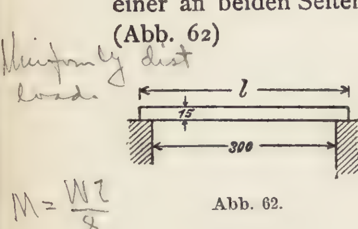


Abb. 62.

$$l = 3{,}0 + 0{,}15 = 3{,}15 \text{ m}.$$

Bei gleichmäßig verteilter Belastung ist dann das größte positive Moment in der Mitte der Platte zu finden und beträgt

$$M_{\max} = + \frac{Q \cdot l}{8} \text{ (Abb 63)}.$$

Die Befolgung der oben genannten Bestimmung stößt insofern auf eine gewisse Schwierigkeit, als man bei der Entwurfsbearbeitung die in Rechnung zu bringende Plattendicke noch gar nicht kennt. In einfachen Fällen des Hochbaues würde es wohl stets genügen, von der lichten Weite auszugehen und das Resultat für $M_{\max}$ gehörig abzurunden. Ist dagegen die Plattendicke von vornherein als bekannt anzusehen, so steht der Befolgung der amtlichen Vorschrift auch beim Projektieren keine Schwierigkeit im Wege.[1])

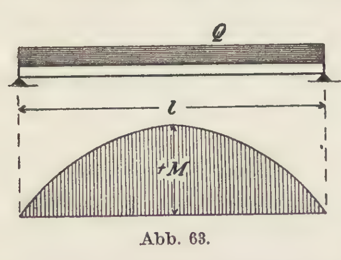


Abb. 63.

[1]) Vergl. Seite 105.

Es ist zumeist empfehlenswert, von einer vollkommenen Einspannung der Platten abzusehen, da in den meisten Fällen die hierzu nötigen Voraussetzungen fehlen. Zwar erzielt die Einspannung eine wesentliche Ersparnis an Material und eine bedeutende Steifigkeit des Ganzen; doch läßt sich in Umfassungsmauern, wofern sie nicht aus Eisenbeton hergestellt sind, eine regelrechte Einspannung schlecht ausführen.[1]) Zudem kann eine wirklich eingespannte Decke infolge Wärmeausdehnung die Mauern sehr leicht ungünstig beeinflussen. Dennoch ist es unter Umständen vorteilhaft, einen gewissen Grad der Einspannung in Rücksicht zu ziehen, weil die Beantwortung der Frage, ob am Auflager positive oder negative Momente vorhanden sind, ausschlaggebend ist für die dortige Anordnung der Eiseneinlagen. Die Gestaltung der Momentenfläche bei der eingespannten Platte ist aus Abb. 64 ersichtlich.

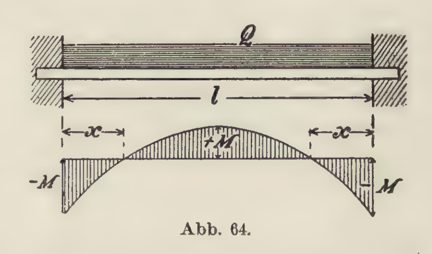


Abb. 64.

Das größte positive Moment liegt in der Mitte und beträgt

$$+M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{24}.$$

Das größte negative Moment ist an der Einspannung zu finden und beträgt

$$-M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{12}.$$

Die Nullpunkte der Momentenfläche sind um

$$x = 0{,}2114\, l$$

vom Plattenrande entfernt. Diese Werte bedingen eine gleichmäßig verteilte Belastung und haben nur dann Gültigkeit,

[1]) Beispielsweise kann von einer Einspannung keine Rede sein, wenn die Platte erst nachträglich in eine ausgestemmte Fuge gelegt wird.

wenn der Querschnitt der Platte konstant bleibt und auch die Tragstäbe in Stärke und Lage keine Veränderung erleiden. Da aber das eine wie das andere bei den armierten Konstruktionen in den allermeisten Fällen ausgeschlossen ist, bieten die gegebenen Werte nur eine Annäherungsrechnung. Um sich den statischen Nachweis einer vorhandenen Einspannung zu ersparen, ist es wohl das Zweckmäßigste, die Platte nach einem Größtmoment von vielleicht

$$+\frac{Q \cdot l}{12} \text{ bis } +\frac{Q \cdot l}{15}$$

zu dimensionieren und dem Auftreten negativer Einspannungsmomente dadurch Rechnung zu tragen, daß man Vouten anordnet und die Einlagen so nahe als möglich zum oberen Plattenrande hinführt. Sind Decken zwischen I-Eisen eingestampft, und liegen dieselben auf den beiderseitigen Flanschen fest auf, so darf nach ministeriellem Erlaß mit der Formel

$$M = +\frac{Q \cdot l}{10}$$

gerechnet werden. In dem Falle aber, wo der Anschluß voutenartig erfolgt und die Einlagen fest in den Nebenfeldern verankert sind, kann zweifellos mit einer höheren Einspannung gerechnet werden:

$$M = +\frac{Q \cdot l}{15}.$$

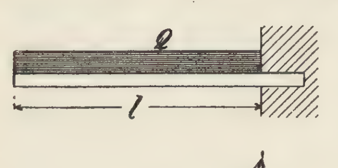


Abb. 65 u. 66.

Der **mit einem Ende eingespannte** und gleichmäßig mit Q belastete Träger (Abb. 65 u. 66) hat den gefährlichsten Querschnitt an der Einspannungsstelle. Es erreicht dort sowohl das Biegungsmoment, als auch die Schubkraft den Höchstwert:

$$M_{max} = -\frac{Q \cdot l}{2}, \quad V_{max} = Q.$$

Ueber **kontinuierliche Platten** schreiben die amtlichen Bestimmungen folgendes:

„Bei Platten, die über mehrere Felder durchgehen, darf das Biegungsmoment in den Feldmitten zu $^4/_5$ des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde, falls nicht die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte rechnerisch oder durch Versuche nachgewiesen werden. Dieselbe Regel gilt auch für Balken, Plattenbalken und Unterzüge, jedoch mit der Ausnahme, daß ein Einspannungsmoment an den Enden nicht in Rechnung gestellt werden darf, wenn nicht besondere bauliche Anordnungen zur sicheren Einspannung getroffen werden. Als Stützweite gilt die um eine Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite."

Eine dem Anhang beigegebene Tabelle dient zur genauen Berechnung kontinuierlicher Platten. Sie setzt eine freie Auflagerung an allen Stützpunkten voraus und ist für gleichmäßig verteilte Belastung sowie für gleiche Stützenentfernung aufgestellt (vergl. Abb. 68). Ferner bedingt die Tabelle eine Trägerausbildung mit gleichbleibendem Querschnitt und unveränderlichem Trägheitsmoment, was jedoch infolge der wechselnden Lage und Stärke der Einlagen beim Eisenbeton ausgeschlossen ist. Ebenso ist die Grundbedingung, daß die über mehrere Felder hinweggehende Platte auf festen, in einer horizontalen Ebene liegenden Stützpunkten ruht, beim Eisenbeton nur in den seltensten Fällen erfüllt; denn es können die einzelnen Balken ihrer Durchbiegung wegen als feste Stützungen von gleichbleibender Höhenlage nicht gelten. Bei Verwendung besonderer Säulen ist man in hohem Grade von dem Material derselben

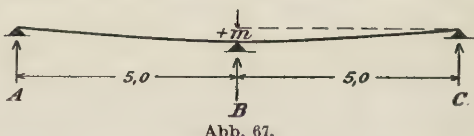


Abb. 67.

sowie von der Beschaffenheit des Fundamentes und Baugrundes abhängig. Eine Senkung der Stützpunkte von nur 1 bis 2 cm bei Feldweiten von 4 bis 7 m kann unter Umständen eine Momentenänderung von 100 bis 150 vH. veranlassen.

Es sei beispielsweise

$$J = 200\,000 \text{ cm}^4,$$

$$E = \frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$p = 600 \text{ kg/lfd. m},$$

$$g = 700 \text{ kg/lfd. m},$$

$$l = 5{,}0 \text{ m}.$$

Wird die Senkung der Mittelstütze mit + m, die Hebung derselben mit — m bezeichnet, so ergeben sich auf Grund einer Berechnung nach der Clapeyronschen Gleichung folgende Resultate:

m in cm	Querkräfte in kg		Momente in cmkg	
	$A = C$	B	Mmin	Mmax
+ 2,0	3 782	5 437	+ 265 750	+ 550 210
+ 1,0	3 110	6 781	— 70 250	+ 371 580
0	**2 438**	**8 125**	— **406 250**	+ 228 500
— 1,0	1 766	9 469	— 742 250	+ 120 050
— 2,0	1 094	10 813	— 1 078 250	+ 45 930

Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß bei einem Höhenunterschiede der Stützen von 2 cm die Querkräfte um 55 vH., die Momente sogar um 165 vH. wachsen.[1])

Trotz der genannten Bedenken werden die kontinuierlichen Platten und Plattenbalken zumeist nach den — auch von den amtlichen Bestimmungen befürworteten — Grundsätzen homogener Balken mit gleicher Stützhöhenlage berechnet und ausgeführt.[2]) Will man sich die Ermittlung der Stützendrücke vereinfachen, so kann man durchgängig eine gleichmäßig verteilte Belastung durch Eigengewicht und Nutzlast annehmen. Bezeichnen A, B, C usw. die Stützendrücke, von links be-

[1]) Vergl. weiterhin den Aufsatz vom Dipl.-Ing. Kaufmann „Kontinuierliche Balken und statisch unbestimmte Systeme im Eisenbetonbau". „Beton u. Eisen" 1906, Nr. V, VI und VII.

[2]) Vergl. Beispiel 5.

ginnend, so findet man mit Hilfe der Clapeyronschen Ableitung bei Annahme gleicher Feldweiten:

Stützen-drücke	Anzahl der Stützen						
	3	4	5	6	7	8	9
A	0,375	0,4	0,3929	0,3947	0,3942	0,3944	0,3943
B	1,25	1,1	1,1428	1,1317	1,1346	1,1337	1,134
C	—	—	0,9286	0,9736	0,9616	0,9649	0,964
D	—	—	—	—	1,0192	1,007	1,0103
E	—	—	—	—	—	—	0,9948

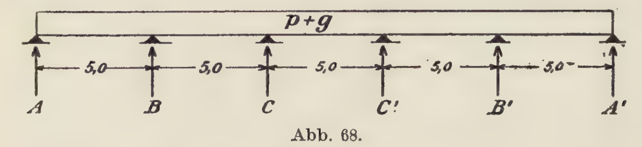


Abb. 68.

Beispiel: Stützenzahl = 6

Feldweiten = 5,0 m

$p + g = 1200$ kg/lfd. m

$A = A' = 0{,}3947 \cdot 1200 \cdot 5{,}0 = 2368$ kg,

$B = B' = 1{,}1317 \cdot 1200 \cdot 5{,}0 = 6790$ kg,

$C = C' = 0{,}9736 \cdot 1200 \cdot 5{,}0 = 5842$ kg,

oder allgemein ausgedrückt:

Auflagerdruck = Koeffizient $\times$ Feldbelastung.

Noch schneller kommt man zum Ziel, wenn Auflagerdruck = Feldbelastung bezw. = $^1/_2$ Feldbelastung gesetzt wird. Die gewonnenen Resultate sind in jedem Falle nur als Annäherungswerte anzusehen.

Räume von rechteckigem Grundriß werden vorteilhaft durch **kreuzweise armierte Platten** überdeckt, die an allen Seiten frei aufgelagert bezw. fest eingespannt sein können. Genaue und maßgebende Versuche in bezug auf die Festigkeit solcher Platten stehen noch aus, so daß man sich vorläufig mit einer Annäherungsrechnung der Biegemomente begnügen muß. Jedenfalls steht fest, daß die Be-

rücksichtigung einer allseitigen Auflagerung einen nicht zu unterschätzenden wirtschaftlichen Vorteil bietet. Die Wirkung der kreuzweisen Armierung wird um so höher sein, je mehr sich der Raumgrundriß der quadratischen Form nähert. Auch wird es sich empfehlen, die Plattenmitte besonders kräftig zu armieren, da dort die Beanspruchung den Höchstwert erreicht. Ist nach Abb. 69 L die längere und l die kürzere Seite des rechteckigen Raumes, so benutze man bei gleichmäßig verteilter Belastung für die Berechnung der Biegungsmomente in der Plattenmitte die beiden folgenden Beziehungen:

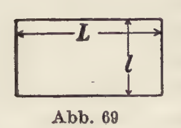


Abb. 69

$$M_L = \frac{Q \cdot L}{8} \cdot \frac{l^4}{L^4 + l^4}$$

und

$$M_l = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot \frac{L^4}{L^4 + l^4}.^{1)}$$

Hierbei ist allseitige freie Auflagerung vorausgesetzt. Soll eine gewisse Einspannung berücksichtigt werden, so setze man in die Formeln $\frac{Q \cdot L}{10}$ bezw. $\frac{Q \cdot l}{10}$ oder $\frac{Q \cdot L}{12}$ bezw. $\frac{Q \cdot l}{12}$ (je nach dem Grade der Einspannung). Bei quadratischer Platte ist

$$L = l$$

$$M_L = M_l = \frac{Q \cdot l}{16}.$$

In folgender Tabelle sind für die üblichsten Raumverhältnisse die Koeffizienten $\frac{l^4}{L^4 + l^4}$ und $\frac{L^4}{L^4 + l^4}$ zusammengestellt. Man erkennt, daß die kreuzweise Armierung keine nennenswerte Wirkung mehr ausübt, sobald $L = 2 \cdot l$ wird. Von diesem

[1] Abgeleitet aus der Durchbiegungsgleichung für eingespannte und gleichmäßig belastete Platten

$$f = \frac{p}{E \cdot J} \cdot \frac{l^4}{384}.$$

Grenzwert an ist die doppelseitige Auflagerung zu vernachlässigen und das Moment in bezug auf l zu ermitteln. Es sei

$$\frac{L^4}{L^4 + l^4} = \alpha$$

$$\frac{l^4}{L^4 + l^4} = \beta.$$

$\frac{L}{l}$	α	β	$\frac{L}{l}$	α	β
1,0	0,500	0,500	1,6	0,867	0,133
1,1	0,592	0,408	1,7	0,892	0,108
1,2	0,675	0,325	1,8	0,912	0,088
1,3	0,740	0,260	1,9	0,929	0,071
1,4	0,798	0,202	2,0	0,941	0,059
1,5	0,835	0,165			

Bei tatsächlich fester Einspannung an allen vier Seiten (durch Haupt- und Nebenträger) sind zwecks Berücksichtigung der negativen Momente die aus Abb. 64 ersichtlichen Beziehungen sinngemäß anzuwenden.

Ist beispielsweise $L = 5$ m, $l = 4$ m und $g = 600$ kg/m², so gestaltet sich die Bewegung folgendermaßen:

$$\frac{L}{l} = 1{,}25$$

$$\alpha = \sim 0{,}710$$

$$\beta = \sim 0{,}290 \text{ (durch Interpolation gefunden)}$$

$$M_L = \frac{600 \cdot 5^2}{8} \cdot 100 \cdot 0{,}290 = 54\,375 \text{ cmkg}$$

$$M_l = \frac{600 \cdot 4^2}{8} \cdot 100 \cdot 0{,}710 = 85\,200 \text{ cmkg.}$$

Das auf die kürzere Seite bezügliche Moment M_l ist also maßgebend für die Konstruktion der Platte.

Die Abmessungen der **Gewölbe** bestimme man zunächst nach praktischen und architektonischen Gesichtspunkten; ebenso

nehme man eine den Verhältnissen entsprechende Armierung an. Die Berechnung erfolgt zumeist auf Grund des graphischen Annäherungsverfahrens: es ist für die unveränderliche Belastung die mittlere, die Minimal- und die Maximal - Drucklinie zu zeichnen (Abb. 70). Da die Gewölbe oftmals recht flach sind und nur eine geringe Scheitelstärke besitzen, empfiehlt es sich zur Erzielung genauerer Resultate, die Höhenmaße in einem größeren Maßstabe aufzutragen als die Längenmaße. Bei kleineren Gewölben von geringer Pfeilhöhe — also großem Horizontalschub — genügt in der Regel die mittlere und die Maximal-Drucklinie. Ist außerdem noch Nutzbelastung vorhanden, so muß die Untersuchung zweimal ausgeführt werden: einmal für volle Eigen- und Nutzlast und dann für volle Eigenlast, aber nur einseitige Nutzbelastung. In keinem Fall darf die Drucklinie den Gewölbequerschnitt verlassen. Sind die Widerlager unzuverlässig, so muß die Horizontalkraft durch eiserne Zugbänder aufgenommen werden, was namentlich bei eisenarmierten Bogendächern oftmals geschieht (Abb. 71).

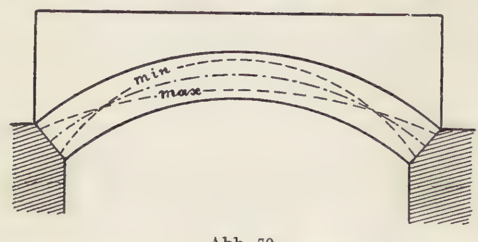


Abb. 70.

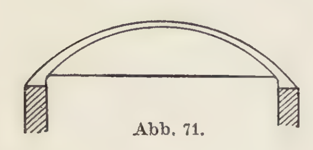


Abb. 71.

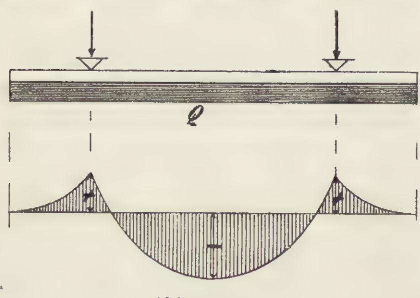


Abb. 72 u. 73.

Eine **Gründungsplatte** nach Abb. 50 ist in statischer Hinsicht aufzufassen als ein Träger auf zwei Stützen mit

gleichmäßig verteilter Belastung. Die Mauerwerkskörper bilden die Stützpunkte, und die gleichmäßig verteilte Bodenpressung ist die Belastung Q. Es entstehen dann (Abb. 73) zwischen den Stützpunkten negative und an diesen selbst positive Momente.

IX. Die Berechnung der einfach verstärkten Betonplatten.

Wird eine beiderseits gestützte und in der Zugzone durch Eiseneinlagen verstärkte Betonplatte durch äußere, lotrecht wirkende Kräfte auf Biegung beansprucht, so tritt eine Formänderung der Platte ein: die Massenteilchen ändern ihre Lage zueinander und verschieben sich gegenseitig. Es werden die den äußeren Kräften zugekehrten Faserschichten zusammengepreßt und die entgegengesetzt liegenden Schichten durch Zugwirkungen gedehnt (Abb. 74). Von den äußersten Schichten

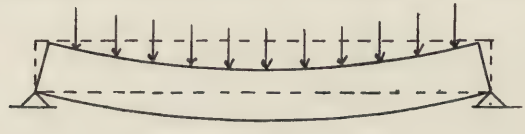


Abb. 74.

aus, wo diese Zug- und Druckkräfte ihren Größtwert besitzen, nehmen sie nach dem Inneren zu gleichmäßig ab, bis sie schließlich in der sogenannten „Nulllinie“ oder „Nullachse“ den Wert Null erreichen. Alle Fasern bleiben parallel zur Nullachse, welche infolge der lotrechten Belastung eine nach unten gewölbte Form annimmt.

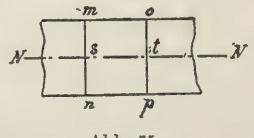


Abb. 75.

Von einer Eisenverstärkung sei zunächst abgesehen, so daß lediglich eine im Querschnitt rechteckige Betonplatte in Frage kommt. Nach der Navierschen Biegungslehre bleiben alle Querschnitte, die vor Eintritt der Biegung eben waren, auch nach erfolgter Biegung eben. Doch ändert sich ihre Lage zueinander insofern, als eine Drehung derselben um die Schwerpunktsachse stattfindet. Abb. 75 zeigt ein Platten-

stück vor der durch Biegung hervorgerufenen Formänderung. NN ist die Nullinie, welche nach erfolgter Biegung die konkave Form $N'N'$ annimmt. Die anfangs parallelen Querschnitte mn und op erhalten die in Abb. 76 dargestellte Lage. Die entsprechenden Strecken st der Nullinie sind natürlich gleich geblieben, da nur eine Drehung der Schnittflächen um die Schwerpunktsachse stattfand, die Nullinie selbst also keine Verlängerung noch Verkürzung erleiden konnte. Diese Naviersche Lehre ist durch vielfache praktische Versuche als gebrauchsfähig befunden worden und vereinfacht den weiteren Rechnungsgang in hohem Maße.

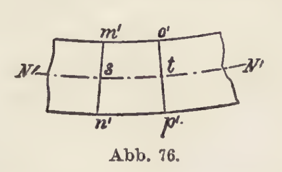


Abb. 76.

Legt man nun an beliebiger Stelle der Betonplatte einen Schnitt $\alpha\beta$ (Abb. 77), so müssen zur Wiederherstellung des gestörten Gleichgewichts die wirkungslos gewordenen inneren Kräfte an der Schnittstelle durch äußere Kräfte ersetzt werden. Man muß also unterhalb der Nullinie Zug- und oberhalb derselben Druckkräfte anbringen. Man nennt sie Normalspannungen und bezeichnet sie mit σ. Sie bewirken eine Längenänderung λ der einzelnen Fasern, und zwar eine Verkürzung in der Druck- und eine Verlängerung in der Zugzone. Die Längenänderungen, auf Längeneinheit bezogen, nennt man die Dehnungen und bezeichnet sie mit ε. Ist z. B. eine Zugfaser beim spannungslosen Zustand der Platte l cm lang, so wird sie nach Eintritt der Biegung eine Länge von

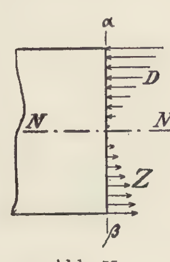


Abb. 77.

$$l' = l + \lambda$$

erreichen. Die Dehnung der Faser ist dann

Abb. 78.

$$\varepsilon = \frac{\lambda}{l}$$

und die Spannung, wenn f der Faserquerschnitt ist,

$$\sigma = \frac{Z}{f}.$$

Wollte man zwei Platten von gleichem Querschnitt und gleicher Stützlänge, die eine beispielsweise aus Eisen, die andere aus Beton herstellen und gleichartig belasten, so würden die Anstrengungen der entsprechenden Fasern ganz verschieden sein. Es herrscht nun zwischen Dehnung und Spannung die Beziehung

$$\varepsilon = \alpha \cdot \sigma,$$

worin nach Bach α der Dehnungskoeffizient $\left(= \frac{\text{Dehnung}}{\text{Spannung}}\right)$ ist und die bei den einzelnen Baustoffen verschiedene Zunahme der Längeneinheit für 1 kg Spannung bedeutet. Der umgekehrte Wert dieses Koeffizienten heißt das Elastizitätsmaß oder der Elastizitätsmodul und wird mit E bezeichnet; es ist also

$$E = \frac{1}{\alpha} = \frac{\sigma}{\varepsilon}.$$

Bei etlichen Baustoffen, insbesondere bei Schmiedeeisen und Stahl, stehen Dehnungen und Spannungen in allen Querschnitten im gleichen Verhältnis; α bleibt also unveränderlich (Hookesches Elastizitätsgesetz):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Beim Beton ist diese Proportionalität nicht vorhanden. Es herrscht vielmehr die Beziehung

$$\varepsilon = \frac{\sigma^m}{E},$$

in welche Formel für m, den sogenannten „Formänderungskoeffizienten“, ein Erfahrungswert (1,1 bis 1,2) einzusetzen ist. Man kann nun auf Grund dieses „Potenz- oder Formänderungsgesetzes“ die Anordnung aller Dehnungen und Spannungen durch ein Diagramm graphisch zur Anschauung

bringen. In Abb. 79 ist *mon* die Dehnungskurve, und zwar nach dem Navierschen Gesetz eine Gerade. Die beiden Fasern f und f' seien um s und s' von der Nullinie entfernt und erhalten die Dehnungen ε bezw. ε'. Dann ist

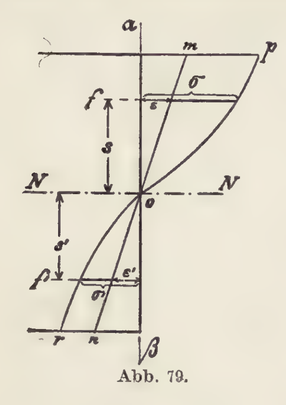


Abb. 79.

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon'} = \frac{s}{s'}.$$

Die Begrenzung des Spannungsdiagrammes ist die Spannungskurve *por*. Da beim Beton die Spannungen dem Elastizitätsgesetz nicht folgen und auch das Elastizitätsmaß für Zug ein anderes ist als das für Druck, ist die Beziehung

$\sigma = \sigma' \cdot \frac{s}{s'}$ unrichtig (aus der Abbildung zu ersehen).

Die amtlichen Bestimmungen schreiben nunmehr folgendes vor:

> „*Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten.*“

Diese Bestimmung gestattet die Anwendung der Formel (1), so daß also eine Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen entsteht. Die Begrenzungskurve des Spannungsdiagrammes wird nach Abb. 80 eine gerade Linie $p'or'$, die im Nullpunkte o ihren Richtungssinn ändert; denn die Verschiedenheit der Elastizitätswerte für Druck und Zug hat zur Folge, daß die σ-Werte von der Nullinie aus nach oben und unten nicht gleich stark anwachsen, sondern in entsprechenden Abständen verschiedene Werte zeigen. Die

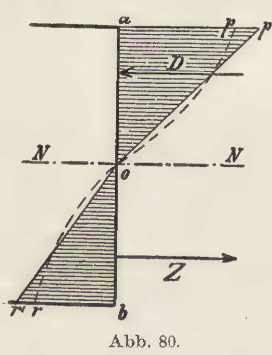


Abb. 80.

Summe aller Druckspannungen sei D und greife im Schwerpunkt des Druckdiagrammes an. Ebenso sei Z die Summe aller Zugspannungen, angreifend im Schwerpunkt des Zugdiagrammes. Da nun die neuen geradlinig begrenzten Dreiecke aop' und bor' den ursprünglichen Kurvendreiecken inhaltsgleich sein müssen, erhält man für die Randspannungen zu große Werte, die jedoch einen um so höheren Sicherheitsgrad bieten. Jedenfalls erleichtert die Annahme eines proportional verlaufenden Spannungsdiagrammes den weiteren Rechnungsgang in bedeutendem Maße.

Die amtlichen Bestimmungen schreiben weiterhin vor, daß sämtliche Zugspannungen der eisenverstärkten Platten von den Einlagen aufgenommen werden sollen, daß also die Zugfestigkeit des Betons ganz außer acht bleibt. Es kommt auf Grund dieser Bestimmung der unterhalb der Nullinie liegende Teil des Spannungsdiagrammes gänzlich in Wegfall, wie es Abb. 81 zeigt. Die Gründe, welche dazu führten, dem Beton jegliche Zugfestigkeit abzusprechen, sind mehrfacher Art. Zunächst hat man des öfteren Risse in der Zugzone des Betons beobachtet, hervorgerufen durch unvorsichtiges Betonieren, durch schlechte Materialmischung, durch Einwirkung bedeutender Temperaturschwankungen oder durch irgend welche anderen schwer fernzuhaltenden Umstände. Die Gefahr solcher Rissebildung in der Betonzugzone ist namentlich bei dem Vorhandensein einer schwachen Armierung (unter 1 vH.) durchaus nichts Ungewöhnliches, zumal man eigentlich nur in unmittelbarer Nähe der Nullachse von einer wirksamen Zugfestigkeit des Betons reden kann. Ein weiterer Grund zur Vernachlässigung derselben ist in dem Umstand zu suchen, daß die Rechnung dadurch wesentlich vereinfacht wird. Allerdings sind die gewonnenen Resultate nur angenäherter Art und können unter Umständen ganz beträchtlich von den wirklichen Verhältnissen abweichen. Der erzielte Sicherheitsgrad für die Standfestigkeit des Bauwerkes wird aber um so günstiger ausfallen. Drittens ist das Elastizitätsmaß des Betons für Zug noch nicht genau ermittelt und kann auch nur schwer bestimmt werden, so daß die Angaben

hierüber sehr von einander abweichen. Jedenfalls nehmen die Elastizitätsmaße für Druck und Zug bei wachsenden Beanspruchungen ab, namentlich bei Zug. Nach den amtlichen Bestimmungen ist das Elastizitätsmaß für Druck $E_d = 140\,000$ kg/cm², dem ein Elastizitätsmaß für Zug $E_z = 12\,000$ bis 14 000 kg/cm² entsprechen würde.

Bestimmung der Lage der Nullinie.

Für die Bestimmung der größten Beanspruchungen im Beton und Eisen ist es zunächst erforderlich, die genaue Lage der Nullinie zu ermitteln:

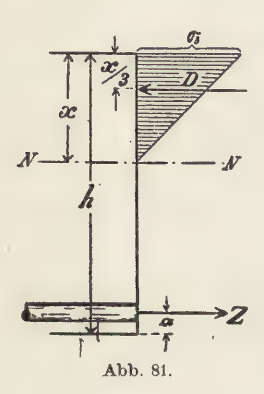


Abb. 81.

h sei die Gesamtstärke der Platte in cm,
a der Abstand der Eiseneinlage vom unteren Rande in cm (gemessen vom Schwerpunkt des Eisenquerschnitts),
x der Abstand der Nullinie von Plattenoberkante in cm,
b die in Rechnung gestellte Plattenbreite in cm,
σ_b bezw. σ_e die größten Spannungen im Beton und im Eisen, ausgedrückt in kg/cm², und
f_e der gesamte in b cm Breite vorhandene Eisenquerschnitt in cm².

Dann ist die Druckkraft

$$D = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b$$

und die Zugkraft

$$Z = \sigma_e \cdot f_e .$$

Druck und Zugkräfte müssen einander das Gleichgewicht halten; also

$$D = Z,$$

$$\frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b = \sigma_e \cdot f_e .$$

Nach dem Elastizitätsgesetz verhalten sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nullinie:

$$\varepsilon_b : x = \varepsilon_e : (h - a - x).$$

Aus den bekannten Beziehungen

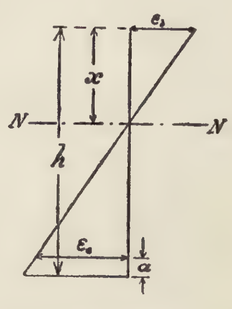


Abb. 82.

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \text{ und } \varepsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_e} \text{ folgt:}$$

$$\varepsilon_b = \frac{2\,\sigma_e \cdot f_e}{b \cdot x \cdot E_b},$$

$$\frac{2\,\sigma_e \cdot f_e}{b \cdot x \cdot E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (h - a - x),$$

$$\frac{2\,\sigma_e \cdot f_e\,(h - a - x)}{b \cdot x \cdot E_b} = \frac{x \cdot \sigma_e}{E_e}.$$

Multipliziert man beide Seiten mit x und setzt für das Verhältnis der beiden Elastizitätsmaße

$$\frac{E_e}{E_b} = n$$

ein, so ist

$$\frac{2 \cdot f_e}{b} \cdot (h - a - x) = \frac{x^2}{n},$$

$$x^2 + \frac{2\,f_e \cdot n}{b} \cdot x = \frac{2\,f_e \cdot n}{b}\,(h - a),$$

$$\boldsymbol{x = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,b\,(h - a)}{n \cdot f_e}} - 1\right]}^{1)} \quad . \quad . \; (2)$$

[1] Um zu vermeiden, daß der Klammerwert -1 versehentlich mit unter das Wurzelzeichen gerät, schreibt man besser

$x = \frac{n \cdot fe}{b}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2\,b\,(h - a)}{n \cdot fe}}\right]$; setzt man schließlich noch

$\frac{n \cdot fe}{b} = \beta$ und $(h - a) = h'$, so ergibt sich die einfachere Schreibweise

$$x = \beta\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h'}{\beta}}\right].$$

Diese Gleichung dient zur Bestimmung der Lage der Nulllinie. Drückt man die Werte h und a in cm und f_e in cm² aus, so ist für $b = 100$ cm zu setzen.

„Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Fünfzehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.“

Es ist also

$$\frac{E_e}{E_b} = n = 15.$$

Im Auslande wird größtenteils $n = 10$ gesetzt; ebenso ist in den „Vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton im Bezirke der Eisenbahndirektion Berlin“ der Wert 10 in Vorschlag gebracht worden.[1])

Bestimmung der größten Beton- und Eisenspannungen.

Zur Bestimmung der größten Druckspannung des Betons σ_b setzt man das größte auftretende Biegungsmoment M in cmkg gleich dem Moment der inneren Kräfte, also

$$M = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b\left(h - a - \frac{x}{3}\right),$$

$$\sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}\ \text{kg/cm}^2 \quad \cdot \cdot (3)$$

Was die auftretende Zugspannung des Eisens anlangt, so kann man nach dem Vorhergesagten nur eine mittlere Spannung berechnen, da die wirkenden Zugspannungen des Betons dem Eisen zu Hilfe kommen. Auch sind die Höhen der Eisenquerschnitte so gering bemessen, daß man eine gleiche Spannung der Fasern in den verschiedenen Höhenlagen voraussetzen darf. Man findet die mittlere Zugspannung des Eisens ebenfalls durch Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte:

$$M = \sigma_e \cdot f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right),$$

---

[1]) Vergl. Seite 106.

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \text{ kg/cm}^2 \quad \ldots \quad (4)$$

Formeln für das Entwerfen.

Die Anwendung der entwickelten Werte für x, σ_b und σ_e bedingt eine vorherige genaue Angabe der Plattendicke und der Querschnittsabmessungen sowie der Zahl der Eiseneinlagen. Bei dem Entwurf einer Platte sind aber die bisher bekannten Größen als Unbekannte in Rechnung zu bringen. Es wird zunächst in üblicher Weise das größte Moment infolge Einwirkung äußerer Kräfte ermittelt, und zwar unter Einsetzung einer in besprochener Weise bestimmten Spannweite. Die nun abzuleitenden Formeln ermöglichen es, den Entwurf einer Platte ohne Berücksichtigung der Lage der Nullinie, also unmittelbar mit dem berechneten Moment zu vollziehen.

Nach dem Elastizitätsgesetz ist

$$\varepsilon_b : x = \varepsilon_e : (h - a - x),$$

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (h - a - x).$$

Setzt man nun für

$$\frac{E_e}{E_b} = n = 15,$$

$$\sigma_b = \frac{200}{5} = 40 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

so wird

$$40 : x = \frac{1200}{15} : (h - a - x),$$

$$h - a = 3\,x.$$

$(h - a)$ ist die Stärke des nutzbaren Betonquerschnitts, da die Stärke a keinem statischen, sondern lediglich einem praktischen Gesichtspunkt entspricht und der Betonstreifen von a cm Stärke nur dazu dient, den Eiseneinlagen eine gute

Umhüllung und dementsprechend einen sicheren Schutz gegen Rostgefahr zu bieten. Nach den gegebenen Voraussetzungen ist also die Stärke des nutzbaren Querschnitts $(h - a)$ gleich dem Dreifachen des Abstandes der Nullinie vom oberen Rande. Die Formel bestimmt also die Lage der Nullinie unabhängig vom Moment M. Will man nun die Größe $(h - a)$ unmittelbar aus dem Moment berechnen, so setzt man in die vorher aufgestellte Gleichung [Formel (3)]

$$\sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}$$

$$\text{für} \begin{cases} \sigma_b = 40\ \text{kg/cm}^2, \\ b = 100\ \text{cm}, \\ x = \dfrac{h-a}{3}; \end{cases}$$

dann wird:
$$40 = \frac{2\,M}{100 \cdot \frac{h-a}{3}\left[(h-a) - \frac{h-a}{3 \cdot 3}\right]}$$

$$\frac{8}{27}(h-a)^2 = \frac{M}{2000} \qquad (h-a) \text{ in cm u. } M \text{ in cmkg}$$

$$\boldsymbol{(h - a) = \sqrt{\frac{M}{592{,}6}} = 0{,}0411\,\sqrt{M}.}$$

Der Wert a richtet sich ganz nach der Art des Eisenquerschnitts; er muß jedenfalls so gewählt werden, daß zwischen Unterkante Eisen und Betonfläche noch ein Zwischenraum von 1 bis 2 cm vorhanden ist (Abb. 83). Hat man z. B. Rundeisen von 10 mm Durchmesser, so müßte man für a mindestens 1,5 cm setzen. Bei Anwendung von hochkantig gelegten Flacheisen 30×6 wäre der Abstand a im Minimum

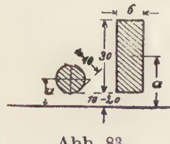


Abb. 83.

$$1{,}0 + 1{,}5 = 2{,}5\ \text{cm}.$$

Um Rissebildungen an der Unterseite der Platte vorzubeugen, nehme man die Beton-Deckschicht um so stärker an,

je größer die Eisenabmessungen sind. Bei steifen Profilen (I-Eisen) sind 2 bis 3 cm für die Deckschicht anzusetzen. Es spielt hier auch die Zusammensetzung des Betons eine gewisse Rolle: je dichter der Beton ist, um so weniger braucht das Eisen eingebettet zu sein.

Man kann also mit Hilfe der eben abgeleiteten Formel sehr schnell die erforderliche Plattenstärke unmittelbar aus dem Biegungsmoment berechnen. Gewöhnliche Stärken 8 bis 20 cm.

Eine Beziehung zwischen dem Eisenquerschnitt f_e und dem Nullinienabstand x findet sich folgendermaßen:

$$D = Z,$$

$$\frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b = f_e \cdot \sigma_e,$$

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\frac{40 \cdot x}{2} \cdot 100 = f_e \cdot 1200,$$

$$f_e = \frac{5}{3} x.$$

Der gesamte erforderliche Eisenquerschnitt für b m Plattenbreite ist gleich dem $^5/_3$ fachen des Abstandes x der Nullinie vom oberen Plattenrande. Will man den Wert f_e unmittelbar aus dem Biegungsmoment bestimmen, so ist folgender Rechnungsgang einzuschlagen:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}, \text{ [Formel (4)]}$$

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

$$(h - a) = 3x,$$

$$x = \frac{3}{5} f_e,$$

$$1200 = \frac{M}{f_e \cdot \frac{8}{3} \cdot x} = \frac{5}{8 \cdot f_e^2} \cdot M,$$

$$\boldsymbol{f_e = 0{,}0228 \sqrt{M}} \quad (f_e \text{ in cm}^2 \text{ und } M \text{ in cmkg}).$$

Eine weitere Beziehung für den Wert f_e, diesmal in bezug auf die Plattenstärke, findet man folgendermaßen:

$$x = \frac{h - a}{3},$$

$$x = \frac{3}{5} f_e,$$

$$\frac{h - a}{3} = \frac{3}{5} f_e,$$

$$f_e = \frac{5}{9} (h - a),$$

$$\boldsymbol{f_e = 0{,}555\ (h - a).}$$

Die erforderliche Anzahl der Eiseneinlagen einer Betonplatte für 100 cm Breite sei i und der Querschnitt eines nach Wahl bestimmten Stabes sei f. Dann herrscht die Beziehung

$$\boldsymbol{i = \frac{f_e}{f}.}$$

Hat man also mit Hilfe der Entwurfsformeln einen bestimmten Wert für f_e gefunden, so wählt man den Querschnitt f einer Einlage und findet dann in angegebener Weise die Zahl und demnach auch den Abstand der Einlagen voneinander.

Sind nun die Abmessungen einer Platte ermittelt, jedoch bei der Nachprüfung (vielleicht infolge einer zu niedrig gewählten Eigengewichtslast) zu ungünstige Spannungen gefunden worden, so kann zur Vermeidung derselben dreierlei geschehen:

1. man behält die Plattenstärke bei und vergrößert das f_e;
2. man behält die Größe des f_e bei und vergrößert die Plattenstärke und
3. man vergrößert sowohl h wie f_e.

In allen 3 Fällen wird eine Verminderung der Beton- und Eisenspannung erzielt, namentlich bei Vergrößerung der Plattenstärke h. Ist umgekehrt, vielleicht bei zu günstiger Annahme der Eigengewichtslast, keiner der beiden Baustoffe mit dem zulässigen Höchstwert beansprucht, so wird man aus wirtschaftlichen Gründen die Abmessungen des einen Baustoffes herabsetzen, bis er voll ausgenutzt ist, also seine Höchstspannung erreicht. Es läßt sich auch rechnerisch nachweisen, daß mit Zunahme der Belastung die Betonspannung ab, die Eisenspannung dagegen zunimmt, weshalb es sich beim Entwerfen empfehlen dürfte, das σ_b so groß als möglich, das σ_e dagegen kleiner anzusetzen.

Die abgeleiteten Formeln setzen als zulässige Grenzspannungen für Beton $\sigma_b = 40$ kg/cm² und für Eisen $\sigma_e = 1200$ kg/cm² voraus. Es werden aber zumeist diese Höchstwerte bei entsprechender Abrundung der Formelresultate nach oben hin nicht erzielt werden.

Aus praktischen Gründen ist es nun vielfach empfehlenswert, nur einen der beiden Baustoffe bis zu dem festgesetzten Maximalwert zu beanspruchen, und zwar denjenigen, welcher örtlich im Preis am höchsten steht. Will man z. B. an Eisen sparen, so würde als höchste zulässige Spannung wiederum $\sigma_e = 1200$ kg/cm² zu setzen sein, während man den Beton nur bis zu 20 bis 30 kg/cm² beanspruchen dürfte. Allerdings hätte solche Annahme eine bedeutendere Plattendicke im Gefolge. Soll hingegen letztere so gering als irgend möglich ausfallen, so ist der Beton voll auszunutzen ($\sigma_b = 40$ kg/cm²) und das Eisen entsprechend weniger zu beanspruchen, z. B. nur mit $\sigma_e = 600$ bis 800 kg/cm². Die Ableitung der Formeln geschieht in gleicher Weise wie zuvor, indem man für σ_b und σ_e die entsprechenden Werte einsetzt.

In folgender Tabelle sind diese Werte für verschiedene Verhältnisse $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \gamma$ zusammengestellt:

γ	σ_e in kg/cm²	σ_b in kg/cm²	M in cmkg	
			$(h-a)$ in cm	f_e in cm²
60	1 200	20	0,0732 $\sqrt{M}$	0,0122 $\sqrt{M}$
48	1 200	25	0,0615 „	0,0146 „
40	1 200	30	0,0519 „	0,0177 „
34,3	1 200	35	0,0456 „	0,0204 „
30	**1 200**	**40**	**0,0411** „	**0,0228** „
25	1 000	40	0,0390 „	0,0291 „
22,5	900	40	0,0382 „	0,0341 „
20	800	40	0,0369 „	0,0395 „
18,75	750	40	0,0364 „	0,0427 „
15	600	40	0,0346 „	0,0575 „
[10	400	40	0,0322 „	0,0966 „]

Die Tabelle zeigt, daß mit abnehmendem γ die Stärken $(h-a)$ gleichfalls abnehmen, die erforderlichen Eisenquerschnitte f_e jedoch größer werden. $\gamma = 10$ kommt für die Praxis nicht mehr in Frage, $\gamma = 15$ nur in vereinzelten Fällen, weil mit kleiner werdendem $\gamma = 20$ die Plattenstärken in nur sehr geringem, für die Praxis belanglosem Maße verringert werden, die erforderlichen Eisenquerschnitte dagegen unverhältnismäßig schnell anwachsen, so daß von wirtschaftlichen Vorteilen keine Rede mehr sein kann (vergl. auch Beispiel I).

Der Tabelle ist nach den amtlichen Vorschriften das Elastizitätsverhältnis

$$\frac{E_e}{E_b} = n = 15$$

zugrunde gelegt. Würde man für $n = 10$ setzen[1]) (durch

[1]) Vergl. Seite 100.

Materialprüfungen festzustellen), so erhielte man beispielweise

für $\gamma = 60 \quad : (h - a) = 0{,}0858 \sqrt{M}$ und $f_e = 0{,}0100 \sqrt{M}$,

$30 \quad : (h - a) = 0{,}0467 \sqrt{M}$ und $f_e = 0{,}0195 \sqrt{M}$,

$18{,}75 : (h - a) = 0{,}0400 \sqrt{M}$ und $f_e = 0{,}9371 \sqrt{M}$.

Bei Einsetzung von $n = 10$ wird der erforderliche Eisenquerschnitt geringer, die Plattenstärke dagegen bedeutender als beim Elastizitätsverhältnis $n = 15$. Bei gleichem Versuchskörper wird also die Spannung σ_b um so kleiner und die Spannung σ_e um so größer ausfallen, je größer das Verhältnis n ist.

Die Tabelle kann auch in folgender Weise verwandt werden:

Gegeben sei ein Biegungsmoment $M = 80000$ cmkg. Die Platte soll 12 cm stark werden, und es sollen Einlagen von $d = 1{,}0$ cm Durchmesser zur Verwendung gelangen. Dann ist

$$\sqrt{M} = 283$$

und

$$(h - a) = 12 - 1{,}5 = 10{,}5 \text{ cm}.$$

Diese gegebenen Größen entsprechen einem bestimmten Koeffizienten K für $(h - a)$, der folgendermaßen gefunden wird:

$$(h - a) = K \cdot \sqrt{M},$$

$$K = \frac{h - a}{\sqrt{M}} = \frac{10{,}5}{283} = \mathbf{0{,}0371}.$$

Der nächstliegende Koeffizientenwert in der Tabelle ist $K = 0{,}0369$, und zwar bei einem Beanspruchungsverhältnis $\gamma = 20$.

Dann ist das erforderliche

$$f_e = 0{,}0395 \sqrt{M} = 11{,}18 \text{ cm}^2.$$

Es müssen also in 1 m Plattentiefe laut Rundeisentabelle (Anhang) **15 Stück** Einlagen verwandt werden.

In besonderen Fällen muß interpoliert werden. Hätte man beispielsweise $\sqrt{M} = 180$ gefunden, so wäre der Rechnungsgang folgender:

$$K = \frac{10{,}5}{180} = 0{,}0583,$$

$$f_e = \sim 0{,}016 \cdot 180 = 2{,}88 \text{ cm}^2.$$

Schließlich kann man auch umgekehrt mit gegebenem M und gegebenem Eisenquerschnitt die erforderliche Plattenstärke ermitteln.

Gegeben sei

$$M = 100\,000 \text{ cmkg}$$

und

$$f_e = 11{,}30 \text{ cm}^2$$ (10 Rundeisen von je 1,2 cm Durchmesser).

Dann ist

$$f_e = K \cdot \sqrt{M},$$

$$K = \frac{f_e}{\sqrt{M}} = \frac{11{,}30}{316} = 0{,}0358.$$

Der nächstliegende Tabellen-Koeffizientenwert ist

$$'K = 0{,}341 \text{ bei } \gamma = 22{,}5,$$

$$(h - a) = 0{,}0382 \cdot \sqrt{M} = 12{,}07 \text{ cm}.$$

Nimmt man a zu 2 cm an, so ist die erforderliche Plattenstärke

$$h = \text{rd. } \mathbf{14\ cm}.$$

Beispiel I.

Es ist eine Eisenbetonplatte zu konstruieren für einen Raum von 3,50 m lichter Weite. Die Nutzlast betrage 300 kg und der Fußbodenbelag (Dielung auf Lagerhölzern mit Schlackenfüllung) = 90 kg für 1 m² Grundfläche.

1. Bestimmung der Plattenstärke und des erforderlichen Eisenquerschnitts.

Die Plattenstärke werde vorläufig zu $h = 0{,}15$ m angenommen; dann beträgt die in Rechnung zu ziehende Stützlänge $l = 3{,}50 + 0{,}15 = 3{,}65$ m und das Eigengewicht der Decke $= 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}15 \cdot 2400 = 360$ kg/m². Die Gesamtbelastung ist demnach

$$Q = (300 + 90 + 360) \cdot 3{,}65 = \text{rd. } \mathbf{2738\ kg}.$$

Wird die Decke freiliegend an beiden Enden angenommen, so ist das Größtmoment in der Mitte

$$M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{2738 \cdot 365}{8} = \mathbf{124\,922\ cmkg}.$$

Der Eisenquerschnitt ist dann bei einem angenommenen Spannungsverhältnis $\gamma = \frac{1200}{40} = 30$:

$$f_e = 0{,}0228\,\sqrt{M} = 0{,}0228\,\sqrt{124\,922} = \mathbf{8{,}07\ cm^2}.$$

Nimmt man nun Rundeisen von $d = 1{,}0$ cm (Querschnitt eines Stabes $= 0{,}785$ cm²), so berechnet sich die erforderliche Anzahl der Eiseneinlagen zu

$$i = \frac{f_e}{0{,}785} = \frac{8{,}07}{0{,}785} = 11 \text{ Stück}$$

(siehe Rundeisentabelle im Anhang),

und ihre Entfernung von Mitte zu Mitte

$$= \frac{100}{11} = \text{rd. } \mathbf{9\ cm.}$$

Die erforderliche Plattenstärke ist

$$(h - a) = 0{,}0411\,\sqrt{M} = \mathbf{14{,}55\ cm.}$$

Nimmt man für den Abstand

$$a = 1{,}0 + 0{,}5 \text{ cm} = 1{,}5 \text{ cm},$$

so ist

$$h = 14{,}55 + 1{,}5 = 16{,}05 \text{ cm} = \text{rd. } \mathbf{17\ cm.}$$

2. Ermittlung der Spannungen.

Die gewählten Abmessungen der Platte sind aus den Abb. 84 u. 85 ersichtlich.

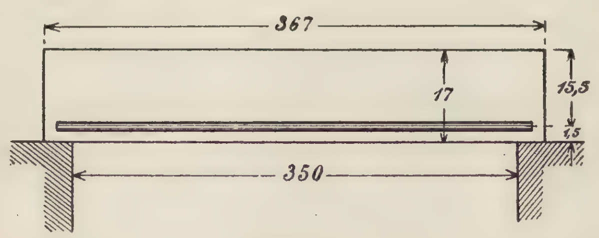


Abb. 84.

Nutzlast	300 kg/m²
Fußbodenbelag	90 „
Deckengewicht $= 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}17 \cdot 2400$ . .	408 „
Gesamtlast	798 kg/m².

$$M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{(798 \cdot 3{,}67) \cdot 367}{8} = \mathbf{134\,353\ cmkg.}$$

Gegeben:

$n = 15$,

$f_e = 11 \cdot 0{,}785 = 8{,}635\ \text{cm}^2$,

$b = 100\ \text{cm}$,

$(h - a) = 15{,}5\ \text{cm}$;

Abb. 85.

Abstand der Nullinie vom oberen Rande nach Formel (2):

$$x = \frac{15 \cdot 8{,}635}{100} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 15{,}5}{129{,}53}} - 1\right],$$

$$x = \mathbf{5{,}18\ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons nach Formel (3):

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 134353}{100 \cdot 5{,}18 \cdot 13{,}77} = \mathbf{37{,}60\ kg/cm^2.}$$

Mittlere Zugbeanspruchung des Eisens nach Formel (4):

$$\sigma_e = \frac{134353}{8{,}635 \cdot 13{,}77} = \mathbf{11{,}30\ kg/cm^2.}$$

Die Platte kann also in gegebenen Abmessungen konstruiert werden, da einmal die amtlich festgesetzte Eisenspannung $\sigma_e = 1200$ kg/cm² nicht überschritten und die Druckfestigkeit des Betons $\sigma_b = 37{,}6$ kg/cm² keine zu hohe ist. Die Bruchfestigkeit wäre nach den amtlichen Bestimmungen $5 \cdot 37{,}6 = 188$ kg/cm², welcher Wert bei guter Betonmischung nicht als ungünstig bezeichnet werden kann.

Hätte man den auf Seite 109 gefundenen Wert $h = 16{,}05$ cm auf 16 cm (statt auf 17 cm) abgerundet, so würde sich ergeben:

$$M_{\max} = 129\,645\ \text{cmkg},$$

$$(h - a) = 14{,}5\ \text{cm},$$

$$x = 5{,}0\ \text{cm},$$

$$\sigma_b = 40{,}4 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = 1170 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch hier bleiben die ermittelten Spannungswerte in den zulässigen Grenzen.

Ist das Betonmaterial billig herbeizuschaffen und soll an Eisen gespart werden, so ist die Platte unter Einsetzung der zulässigen Höchstwerte $\sigma_b = 20$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² ($\gamma = 60$) zu berechnen.

Erforderlicher Eisenquerschnitt für $b = 100$ cm Plattenbreite

$$f_e = 0{,}0122 \sqrt{M} = 0{,}0122 \cdot 354 = \mathbf{4{,}319 \text{ cm}^2}.$$

Gewählt werden Rundeisen von $d = 1{,}0$ cm Durchmesser.

Erforderliche Anzahl der Einlagen

$$i = \frac{f_e}{0{,}79} = \frac{4{,}319}{0{,}79} = \mathbf{6 \text{ Stück}}.$$

(Bei der Annahme $\sigma_b = 40$ kg/cm² waren 11 Eisenquerschnitte erforderlich.)

Plattenstärke

$$(h - a) = 0{,}0732 \sqrt{M} = 0{,}0732 \cdot 354 = 25{,}913 \text{ cm},$$
a ist wieder 1,5 cm,

also Plattenstärke

$$h = 25{,}913 + 1{,}5 = \text{rd. } \mathbf{27{,}5 \text{ cm}}.$$

Das Gesamtresultat dieser Rechnung ist folgendes: der ermittelte Eisenquerschnitt ist äußerst gering. Die Stärke der Platte ist jedoch derartig bedeutend, daß von einer Ausführung derselben infolge allzu großen Gewichtes keine Rede sein kann. Zudem wird das Eisen wesentlich höher als 1200 kg/cm² beansprucht werden; denn alle Lasten, insbesondere das Eigengewicht der Platte, sind auf eine Trägerlänge $l = 3{,}5 + 0{,}275 = 3{,}775$ m zu beziehen.

Soll an Betonmasse, also an Konstruktionshöhe gespart werden, so ist die Platte z. B. unter Einsetzung der zulässigen Spannungswerte

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$
$$\text{und } \sigma_e = 750 \text{ kg/cm}^2$$

zu berechnen.

Erforderlicher Eisenquerschnitt für $b = 100$ cm Plattenbreite:

$$f_e = 0{,}0434 \sqrt{M} = 0{,}0434 \cdot 354 = 15{,}364 \text{ cm}^2.$$

Gewählt werden Rundeisen von $d = 1{,}7$ cm Durchmesser. Erforderliche Anzahl der Einlagen (nach Rundeisentabelle)

$$i = \frac{f_e}{2{,}27} = \frac{15{,}364}{2{,}27} = 7 \text{ Stück.}$$

Plattenstärke

$$(h - a) = 0{,}0364 \sqrt{M} = 0{,}0364 \cdot 354 = 12{,}886 \text{ cm.}$$

$$a \text{ ist } \frac{1{,}7}{2} + 1{,}15 = 2 \text{ cm},$$

also Plattenstärke

$$h = 12{,}886 + 2 = \text{rd. } \mathbf{15\ cm.}$$

Eine Plattenausführung nach vorstehenden Abmessungen ist wohl am empfehlenswertesten; denn die Konstruktion wird leicht und der Eisenquerschnitt normal. Die Wahl eines noch kleineren γ-Wertes würde einen bedeutend größeren Eisenquerschnitt, jedoch eine ganz unwesentliche Verminderung der erforderlichen Plattenstärke im Gefolge haben.

$$x = \frac{15 \cdot 15{,}89}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot (15 - 2)}{15 \cdot 15{,}89}} - 1\right] = \mathbf{5{,}84\ cm};$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 124\,922}{100 \cdot 5{,}84\,(13 - 1{,}95)} = \mathbf{39\ kg/cm^2};$$

$$\sigma_e = \frac{124\,922}{15{,}89\,(13 - 1{,}95)} = \mathbf{711\ kg/cm^2};$$

Die Berücksichtigung einer gewissen Einspannung würde übrigens noch günstigere Abmessungen erzielen.

X. Die Berechnung der doppelt verstärkten Betonplatten.

Doppelt verstärkte Betonplatten werden dann mit Vorteil angewandt, wenn man mit wechselweisem Auftreten von positiven und negativen Momenten rechnen muß. In solchen Fällen nehmen bei positivem Biegungsmoment die unteren, bei negativem die oberen Einlagen die vorhandenen Zugkräfte auf. Auch bewähren sich die doppelt armierten Platten bei sehr beschränkter Konstruktionshöhe. Hat sich die Betondruckspannung bei einfacher Einlage als zu hoch herausgestellt, so kann diese Spannung durch eine Druckarmierung auf das zulässige Maß gebracht werden.

Die Berechnung einer doppelt verstärkten Betonplatte vollzieht sich in gleicher Weise wie die Berechnung einer Platte mit einfach angeordneten Einlagen. Die Verteilung der Spannungen ist aus dem nachstehenden Diagramm ersichtlich.

Es seien

h die Plattenstärke in cm,

h' der Abstand der unteren Eisen-Schwerachse vom oberen Rande in cm,

x der Abstand der Nullinie vom oberen Rande in cm,

a und a' die Abstände der Eisen-Längsachsen von den entsprechenden Betonrändern in cm,

f_e und f_e' die Gesamtquerschnitte der gezogenen bezw. gedrückten Eisenstäbe für b cm Plattenbreite (in cm²),

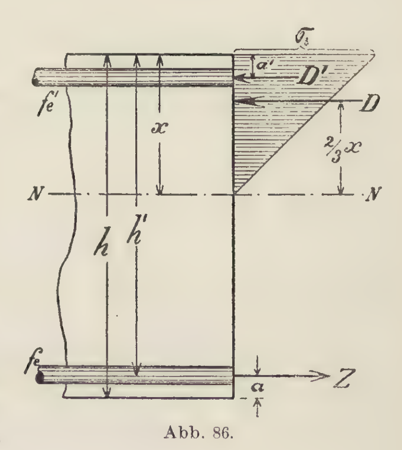


Abb. 86.

σ_e und σ_e' die entsprechenden Spannungen der Einlagen in kg/cm².

Bestimmung der Lage der Nullinie.

Der Rechnungsgang zur Ermittlung der Strecke x entspricht dem der vorigen Untersuchung. Die Druckspannung der oberen Eiseneinlage ist

$$D' = f_e' \cdot \sigma_e'$$

und wirkt in einem Abstand a' vom oberen Plattenrande. Die Druckspannung des Betons ist wiederum

$$D = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b,$$

wirkend in $\frac{x}{3}$ cm vom oberen Plattenrande. Beide Kräfte D und D' müssen der Zugkraft

$$Z = \sigma_e \cdot f_e$$

das Gleichgewicht halten:

$$D + D' = Z,$$

$$\frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b + f_e' \cdot \sigma_e' = f_e \cdot \sigma_e.$$

Ferner ist aus bereits angeführten Gründen

$$\varepsilon_b : \varepsilon_e = x : (h' - x)$$

$$\varepsilon_b : \varepsilon_e' = x : (x - a')$$

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : \frac{\sigma_e}{E_e} = \frac{x}{h' - x}$$

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : \frac{\sigma_e'}{E_e} = \frac{x}{x - a'}$$

$$\frac{E_e}{E_b} = n.$$

$$\frac{\sigma_b \cdot n}{\sigma_e} = \frac{x}{h' - x}$$

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b \cdot n\,(h' - x)}{x}$$

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot n\,(x - a')}{x}.$$

Setzt man nun diese beiden gefundenen Werte für σ_e und σ_e' in die allgemeine Gleichung $D + D' = Z$ ein, so ergibt sich:

$$\frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b + f_e' \frac{\sigma_b \cdot n\,(x - a')}{x} = f_e \cdot \frac{\sigma_b \cdot n\,(h' - x)}{x}$$

$$\frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b = \frac{\sigma_b \cdot n}{x} [f_e (h' - x) - f_e' (x - a')]$$

$$x^2 \cdot b = 2\,n\,(f_e \cdot h' - f_e \cdot x - f_e' \cdot x + f_e' \cdot a')$$

$$x^2 + \frac{2\,n\,x}{b} \cdot (f_e + f_e') = \frac{2 \cdot n}{b} (f_e \cdot h' + f_e' \cdot a') \quad (5)$$

Aus dieser quadratischen Gleichung ist der Wert für x zu ermitteln. Setzt man

$$\frac{2\,n}{b} (f_e + f_e') = p$$

$$\frac{2\,n}{b} (f_e \cdot h' + f_e' \cdot a') = q,$$

so ist

$$x = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\frac{p^2}{4} + q}.$$

Bei der einfach armierten Platte ist $f_e' = 0$, und man findet bei Einsetzung dieses Wertes in obige Gleichung die bereits früher entwickelte Formel

$$x^2 + \frac{2\,n\,f_e}{b} \cdot x = \frac{2\,n\,f_e}{b} (h - a).$$

Bestimmung der größten Druckspannung im Beton.

Man setzt wiederum das größte Biegungsmoment M gleich dem Moment der inneren Kräfte:

$$M = D \left(h' - \frac{x}{3}\right) + D' (h' - a')$$

$$M = \frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b \left(h' - \frac{x}{3}\right) + \sigma_e' f_e' (h' - a')$$

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot n (x - a')}{x}$$

$$M = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2} \left(h' - \frac{x}{3}\right) + \frac{\sigma_b \cdot n (x - a') \cdot f_e' (h' - a')}{x}$$

$$M = \sigma_b \frac{x \cdot b \cdot h'}{2} - \frac{x^2 \cdot b}{6} + \frac{n \cdot f_e' (x - a') (h' - a')}{x}$$

$$M \cdot 6 \cdot x = \sigma_b \cdot [x^2 \cdot b\,(3\,h' - x) + 6 \cdot n \cdot f_e' (x - a') (h' - a')]$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M \cdot x}{x^2 \cdot b\,(3\,h' - x) + 6 \cdot n\,f_e' (x - a') (h' - a')} \quad (6)$$

Bestimmung der mittleren Spannungen der Eiseneinlagen.

Die Druckspannung der oberen Eisenstäbe findet man mit Hilfe der bereits abgeleiteten Formel

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot n \cdot (x - a')}{x} \quad \ldots\ldots \quad (7)$$

und die mittlere Zugspannung der unteren Eiseneinlagen mit Hilfe der Formel

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b \cdot n\,(h' - x)}{x} \quad \ldots\ldots \quad (8)$$

Was das Projektieren einer doppelt verstärkten Betonplatte anlangt, so gelten die bei der einfachen Armierung gefundenen Beziehungen auch hier. Die Nutzwirkung der Druckeinlagen ist aber bei starken Platten so unbedeutender Art, daß sich die Spannungen in der doppelt verstärkten Platte sehr wenig von den Spannungen der einfach verstärkten Platte unterscheiden, vorausgesetzt, daß die Verstärkungen in der Zugzone nach Größe und Lage einander gleich sind. Macht man z. B. den gedrückten Gesamteisenquerschnitt f_e' gleich dem gezogenen f_e, so wird der Nullinienabstand x um ein Geringes vermindert und deshalb die Größtbeanspruchung des Betons σ_b etwas herabgesetzt. Was die Eisenspannungen anlangt, so werden sich dieselben kaum von denjenigen der einfach verstärkten Platte unterscheiden, während die auftretende Höchstspannung der Druckstäbe den zulässigen Wert $= 1200$ kg/cm^2 längst nicht erreicht.

Alles das gilt bei Platten von bedeutender Stärke. Ist aber eine beschränkte Konstruktionshöhe vorhanden, so kann eine Doppelarmierung von wirtschaftlichem Vorteil sein. Eine einfache Einlage hat in solchen Fällen eine Ueberanstrengung des Betons oder eine sehr schlechte Ausnutzung des Eisens im Gefolge. Will man eine volle Ausnutzung aller Baustoffe erzielen, so ist vor allem die Druckzone recht kräftig zu armieren (vergl. das Beispiel).

Beispiel II.

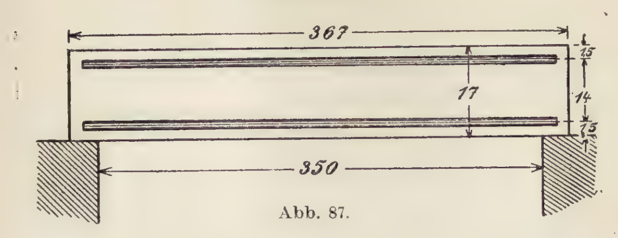


Abb. 87.

Die in vorigem Beispiel berechnete Platte sei in der Druckzone in gleicher Weise verstärkt wie in der Zugzone.

Es ist also

$$h = 17 \text{ cm},$$
$$h' = 17 - 1{,}5 = 15{,}5 \text{ cm},$$
$$f_e = f_e' = 11 \text{ Stäbe (Durchm. 1 cm)} = 11 \cdot 0{,}785 = 8{,}635 \text{ cm}^2,$$
$$M = 134\,353 \text{ cmkg}.$$

Der Abstand a' sei zu 2 cm angenommen.

Dann berechnet sich der Abstand der Nullinie vom oberen Plattenrande nach Formel (5) zu:

$$x^2 + \frac{2 \cdot 15 \cdot x}{100}(2 \cdot 8{,}635) = \frac{2 \cdot 15}{100}(8{,}635 \cdot 15{,}5 + 8{,}635 \cdot 2)$$

$$\mathbf{x = 4{,}62 \text{ cm}.}$$

Die Beanspruchung des Betons ist demnach nach Formel (6):

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot 134353 \cdot 4{,}62}{4{,}62^2 \cdot 100\,(3 \cdot 15{,}5 - 4{,}62) + 6 \cdot 15 \cdot 8{,}635\,(4{,}62 - 2)(15{,}5 - 2)}$$

$$\mathbf{\sigma_b = \text{rd. } 32 \text{ kg/cm}^2.}$$

Die Eisenspannungen betragen nach Formel (7) und (8):

$$\sigma_e' = \frac{32 \cdot 15\,(4{,}62 - 2{,}0)}{4{,}62} = \mathbf{272 \text{ kg/cm}^2},$$

$$\sigma_e = \frac{32 \cdot 15\,(15{,}5 - 4{,}62)}{4{,}62} = \mathbf{1130 \text{ kg/cm}^2}.$$

Wird der Querschnitt der gedrückten Eisenstäbe $f_e' = \frac{1}{2}$ der Eisenfläche f_e angenommen (also $f_e' = \frac{8{,}635}{2} = 4{,}318 \text{ cm}^2$), so ergeben sich folgende Resultate:

$$x = 4{,}9 \text{ cm},$$
$$\sigma_b = 34{,}7 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e' = 308 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = 1126 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Resultat beweist, wie geringwertig die Nutzwirkung der Eiseneinlagen in der Druckzone bei starken Platten sein kann.

Welche Eisenquerschnitte sind zu wählen, wenn die Plattenstärke nur 10 cm beträgt und Beton wie Zugeisen bis zur Höchstspannung angestrengt werden?

$$h = 10 \text{ cm}$$
$$a = a' = 2 \text{ cm}$$
$$h' = 8 \text{ cm}$$

$$M_{max} = \frac{(300 + 90 + 0{,}1 \cdot 2400) \cdot 3{,}67^2 \cdot 100}{8} = 106\,070 \text{ cmkg}.$$

Nullinienabstand: $40 : x = \frac{1200}{n} : (h' - x)$

$$x = h'/_3 = 2{,}67 \text{ cm}.$$

Betondruckspannungen: $D = \frac{40 \cdot x}{2} \cdot b = 5333 \text{ kg}.$

Momentengleichung: $M = D\,(h' - x/_3) + D'\,(h' - a')$

$$106\,070 = 5333 \cdot 7{,}11 + D' \cdot 6{,}0$$
$$D' = 11\,359 \text{ kg}.$$

Gleichgewichtsbedingung: $D + D' = Z$

$$Z = 5333 + 11\,359$$
$$= 16\,692 \text{ kg}.$$

Eisenzugkraft: $Z = \sigma_e \cdot f_e$

$$f_e = \frac{16\,692}{1200} = \mathbf{13{,}91} \text{ cm}^2.$$

Proportionalitätsgesetz: $\frac{\sigma_b \cdot n}{x} = \frac{\sigma_e'}{x - a'}$

$$\sigma_e' = \frac{600 \cdot 0,67}{2,67} = 151 \text{ kg/cm}^2.$$

Eisendruckkraft: $D' = f_e' \cdot \sigma_e'$

$$f_e' = \frac{11359}{151} = \mathbf{75,2} \text{ cm}^2.$$

Nimmt man für f_e = 11 Rundeisen von je 1,3 cm Durchm.
und für f_e' = 11 " " " 3,0 " "
so findet man mit den Formeln (5), (6) und (8):

$$x = 2,64 \text{ cm},$$
$$\sigma_b = 38,1 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = 1144 \text{ kg/cm}^2.$$

XI. Die Berechnung der einfach verstärkten Plattenbalken.

Bei der Berechnung der Plattenbalken sind nach der jeweiligen Lage der Nullinie im Querschnitt drei Fälle zu unterscheiden:

1. die Nullinie liegt im Plattenquerschnitt,
2. " " fällt mit Plattenunterkante zusammen,
3. " " geht durch den Steg (Abb. 88).

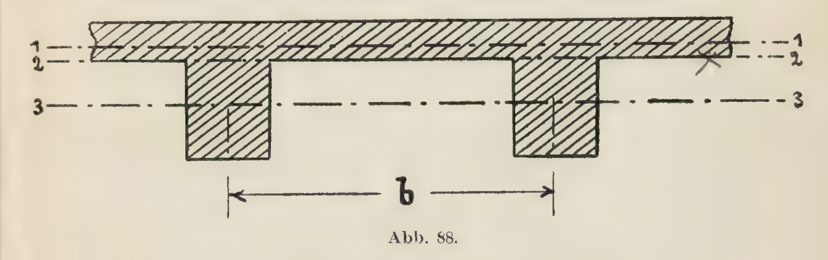


Abb. 88.

1. Die Nullinie liegt im Plattenquerschnitt.

Nachstehendes Diagramm (Abb. 90) zeigt, daß bei einer solchen Lage der Nullinie die gleichen Beziehungen in der

Spannungsverteilung herrschen müssen wie bei einer einfach verstärkten Platte; denn die Außerachtlassung der Zugfestigkeit des Betons läßt jedmögliche Gestaltung desselben in der

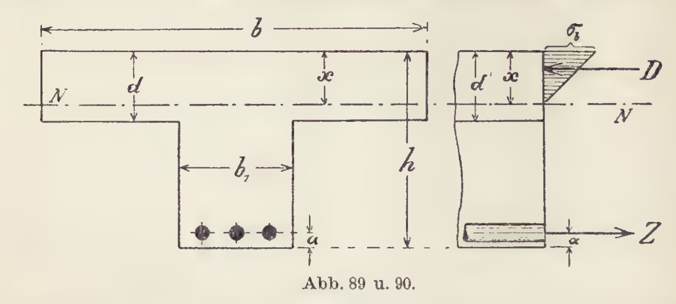


Abb. 89 u. 90.

Zugzone zu. Der in Rechnung zu ziehende Druckquerschnitt ist wiederum $= b \cdot x$, nur daß diesmal für b nicht 100, sondern ein den anderen Abmessungen entsprechender Wert einzusetzen ist.

Weiterhin ist

d die Plattenstärke in cm,
h die Gesamthöhe von Platte und Steg in cm,
b_1 die Breite des Steges in cm,
a der Abstand der Eisenschwerlinie vom unteren Stegrande in cm,
f_e der Eisenquerschnitt für b_1 cm Stegbreite in cm²,
σ_e die Beanspruchung des Eisens in kg/cm² und
σ die Beanspruchung des Betons in kg/cm².

Es gelten dann die gleichen Beziehungen wie bei den einfach armierten Platten, Formeln (2), (3), (4):

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\, b\,(h - a)}{n \cdot f_e}} - 1\right];$$

$$\sigma_b = \frac{2\, M}{b \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)};$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}.$$

2. Die Nullinie fällt mit Plattenunterkante zusammen.

Der Nullinienabstand x wird in diesem Falle gleich der Plattenstärke d; es kommt also die Platte in ihrer ganzen

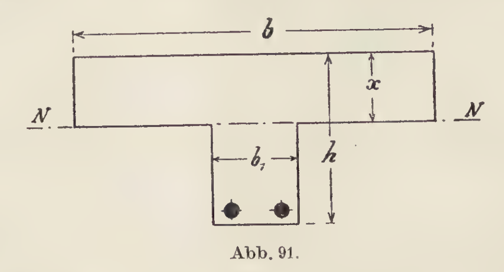


Abb. 91.

Stärke zur statischen Wirksamkeit. Die Formeln bleiben dieselben wie für Fall 1, nur ist $x = d$ zu setzen (Abb. 91).

$$x = d = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,b\,(h - a)}{n \cdot f_e}} - 1\right] \quad . \quad . \quad (9)$$

$$\sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot d\left(h - a - \frac{d}{3}\right)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{d}{3}\right)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

3. Die Nullinie geht durch den Steg.

Die amtlichen Bestimmungen schreiben für diesen Fall folgendes vor:

„*Geht die Nullinie durch den Steg, so können die geringen, im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden.*"

Das dieser Bestimmung entsprechende Spannungsdiagramm ist aus Abb. 93 ersichtlich. Von dem bekannten Druckdreieck $\frac{x \cdot \sigma_b}{2}$ kommt der untere Teil $\frac{(x - d)}{2} \cdot \sigma_u$ in Fortfall. Dann herrschen folgende Beziehungen:

$$\text{Druckkraft } D = \frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot b;$$

$$\text{Zugkraft } Z = f_e \cdot \sigma_e.$$

Daraus folgt:

$$D = Z,$$

$$\frac{\sigma_b + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot b = f_e \cdot \sigma_e \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

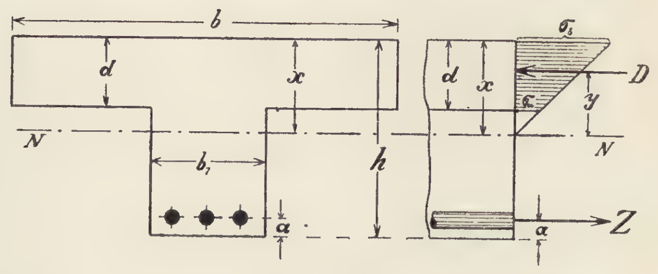


Abb. 92 u. 93.

Nun ist

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_u} = \frac{x}{x - d},$$

also

$$\sigma_u = \sigma_b \cdot \frac{x - d}{x}.$$

Die weitere Entwicklung ist folgende:

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_e} = \frac{x}{h - a - x},$$

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (h - a - x)$$

und weil

$$\frac{E_e}{E_b} = n,$$

ist:

$$\frac{\sigma_b}{x} = \frac{\sigma_e}{n\,(h - a - x)};$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h - a - x}{x} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

Werden nunmehr in die Gleichung (12) die soeben gefundenen Werte für σ_u und σ_e eingesetzt, so ergibt sich:

$$\frac{\sigma_b + \sigma_b \dfrac{x-d}{x}}{2} \cdot d\,b = f_e \cdot n \cdot \sigma_b \frac{h-a-x}{x}.$$

Aus dieser Gleichung findet sich durch Umformung ein bestimmter Wert für den Nullinienabstand x:

$$\frac{d \cdot b}{2} \cdot x + \frac{x}{2} \cdot d\,b - \frac{d^2 \cdot b}{2} = f_e \cdot n\,(h-a) - f_e \cdot n \cdot x,$$

$$d \cdot b \cdot x + f_e \cdot n \cdot x = f_e \cdot n\,(h-a) + \frac{d^2 \cdot b}{2},$$

$$\boldsymbol{x = \frac{n \cdot f_e\,(h-a) + \dfrac{d^2 \cdot b}{2}}{d \cdot b + n \cdot f_e}} \quad . \; . \; . \; (14)$$

Der Abstand des Trapezschwerpunktes, also der Abstand der Mittelkraft D von der Nullinie, sei y und berechnet sich folgendermaßen:

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_b + 2 \cdot \sigma_u}{\sigma_b + \sigma_u}.$$

Setzt man nun für

$$\sigma_u = \sigma_b \cdot \frac{x-d}{x}$$

ein, so ergibt sich (s. Abb. 94):

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_b + 2 \cdot \sigma_b \cdot \dfrac{x-d}{x}}{\sigma_b + \sigma_b \dfrac{x-d}{x}}:$$

$$y = x - \frac{d}{3} \cdot \frac{3\,x - 2\,d}{2\,x - d},$$

$$y = x - \frac{d}{3} \cdot \frac{3\,x - \frac{3}{2}\,d - \frac{1}{2}\,d}{2\,x - d},$$

Abb. 94.

$$\boldsymbol{y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\,(2\,x - d)}} \quad . \; . \; . \; (15)$$

Zur Ermittlung der größten Zugspannung des Eisens σ_e setzt man wie bei den Platten das größte Biegungsmoment M gleich dem Moment der inneren Kräfte, also:

$$M = Z\,(h - a - x + y),$$

$$= \sigma_e \cdot f_e\,(h - a - x + y),$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\,(h - a - x + y)} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (16)$$

Nach Formel (13) ist dann die größte Betonspannung σ_b:

$$\sigma_b = \sigma_e \cdot \frac{x}{n\,(h - a - x)} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (17)$$

Die Verwendung steifer Profile, wie aus Abb. 95 ersichtlich ist, macht Bügel und Stababbiegungen überflüssig, sobald die

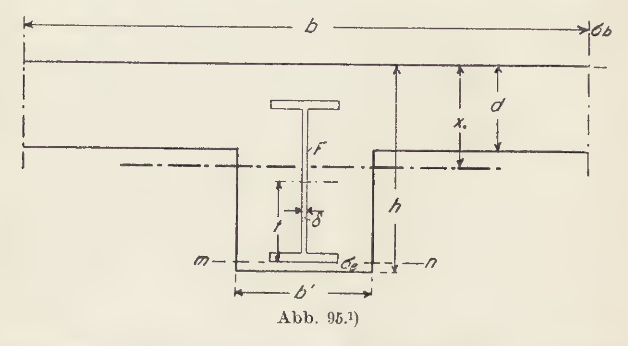


Abb. 95.[1])

Träger mit ihrem Obergurt in die Druckzone des Plattenbalkens hineinragen. Ein besonderer Nachweis der Schub- und Haftspannungen ist also nicht nötig. Trotzdem gelangen steife Profile nur selten zur Anwendung, da sie nicht rationell sind, vor allem dann nicht, wenn sie in die Druckzone hineinragen.

Für die Berechnung derartiger Plattenbalken genügt folgender Rechnungsgang: Gegeben sei das Biegungsmoment M,

---

[1]) Das Maß h gilt nicht, wie in der Abbildung angegeben, bis Stegunterkante, sondern nur bis zur Achse $m - n$.

sowie das statische Moment des ganzen Querschnitts, bezogen auf die Achse $m - n$:

$$S = b \cdot d\,(h - {}^{d}/_{2}) + \frac{b'\,(h - d)^2}{2} + n \cdot F \cdot t^{1)}$$

$F' =$ Gesamtfläche des Betons $+\, n \cdot F$. Dann findet man den Nullinienabstand durch die Beziehung

$$x^2 + 2\left(\frac{F'}{b_o} - h\right)x = \frac{2}{b_o}\,(F' \cdot h - S) - h^2$$

$$(b_o = b' - S).$$

Ist J das Trägheitsmoment bezogen auf die x-Achse, so wird

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J}$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{M\,(h - x)}{J}.$$

Formeln für das Entwerfen.

Bei kleinen Spannweiten und Belastungen wird die Nulllinie in der Regel entweder nach Fall 1 in die Platte oder nach Fall 2 mit Plattenunterkante zusammenfallen. Man ist dann imstande, aus dem berechneten $M_{\max}$ unmittelbar die Nutzhöhe $(h - a)$ sowie den erforderlichen Eisenquerschnitt f_e zu berechnen.

Nach Abb. 96 ist

$$\frac{\varepsilon_b}{x} = \frac{\varepsilon}{h - a - x},$$

$$\frac{\sigma_b}{E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e}\,(h - a - x),$$

$$x \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = (h - a - x) \cdot \frac{E_e}{E_b}.$$

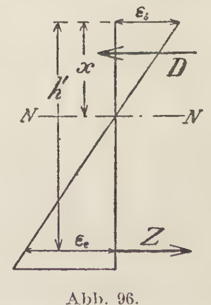


Abb. 96.

[1] Für n ist am besten 14 zu setzen, da man berücksichtigen muß, daß das Eisen einen bedeutenden Teil des Betons verdrängt (vergl. auch Beton u. Eisen 1905, Heft XI, S. 271).

Setzt man nun

$$\text{für } \frac{E_e}{E_b} = n \; (= 15),$$

$$\text{für } \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \gamma$$

$$\text{und für } (h - a) = h',$$

so wird

$$x \cdot \gamma = (h' - x) \cdot n,$$

also

$$x = \frac{n}{\gamma + n} \cdot h' \quad \ldots \ldots \quad (18)$$

$$D = Z,$$

$$\frac{\sigma_b \cdot x}{2} \cdot b = f_e \cdot \sigma_e$$

$$f_e = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2 \cdot \sigma_e} = \frac{b \cdot x}{2 \cdot \gamma} \quad \ldots \ldots \quad (19)$$

Setzt man dann die berechneten Werte für x und f_e in die Formel (4) ein, so ergibt sich

$$\sigma_e = \frac{M}{\frac{b \cdot n \cdot h'}{2\,\gamma\,(\gamma + n)} \left[h' - \frac{n \cdot h'}{3\,(\gamma + n)}\right]}$$

$$h' = \sqrt{\frac{2\,\gamma\,(n + \gamma)}{b \cdot n \cdot \sigma_e \left[1 - \frac{n}{3\,(\gamma + n)}\right]}} \cdot \sqrt{M} \cdot \quad (20)$$

Wird z. B. b zu 1,2 m und

γ zu $30 \left(= \frac{1200}{40}\right)$ angenommen, so berechnet sich die erforderliche Nutzhöhe nach Formel (20) zu

$$h' = \sqrt{\frac{2 \cdot 30\,(15 + 30)}{120 \cdot 15 \cdot 1200 \left[1 - \frac{15}{3\,(30 + 15)}\right]}} \cdot \sqrt{M}$$

$$= 0{,}0375 \cdot \sqrt{M}.$$

Beim Gebrauch der Formeln (18) und (19) findet man durch Ausscheidung von x:

$$\frac{2 f_e \cdot \gamma}{b} = \frac{n \cdot h'}{\gamma + n},$$

$$f_e = \frac{n \cdot b}{2 \gamma (\gamma + n)} \cdot h' \quad . \; . \; . \; . \; (21)$$

Will man f_e wie h' unmittelbar aus dem Moment ermitteln, so ist der Rechnungsgang folgender:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)},$$

$$(h - a) = h' = \frac{x (\gamma + n)}{n},$$

$$x = \frac{2 \gamma \cdot f_e}{b},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left[\frac{2 \gamma \cdot f_e (\gamma + n)}{b \cdot n} - \frac{2 \gamma \cdot f_e}{3 \cdot b} \right]},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{\frac{f_e^2 \cdot \gamma \cdot 2}{b} \left[\frac{\gamma + n}{n} - \frac{1}{3} \right]},$$

$$f_e = \sqrt{\frac{b}{2 \gamma \cdot \sigma_e \left[\frac{\gamma + n}{n} - \frac{1}{3} \right]}} \cdot \sqrt{M} \quad . \; . \; (22)$$

In dem oben angeführten Beispiel ist nach Formel (21)

$$f_e = \frac{15 \cdot 120}{2 \cdot 30 (30 + 15)} \cdot 0{,}0375 \cdot \sqrt{M} = 0{,}025 \cdot \sqrt{M}.$$

Dasselbe Resultat ergibt sich, wenn man f_e unmittelbar aus dem Moment nach Formel (22) ermittelt:

$$f_e = \sqrt{\frac{120}{2 \cdot 30 \cdot 1200 \left[\frac{30 + 15}{15} - \frac{1}{3} \right]}} \cdot \sqrt{M} = 0{,}025 \cdot \sqrt{M}.$$

Im folgenden sind unter Verwendung der gefundenen einfachen Beziehungen für verschiedene Breiten b die Wurzelwerte K für $(h - a)$ und f_e tabellarisch zusammengestellt worden. Zwischenwerte können durch Interpolation gefunden werden.

$$(d)\ (h')\ (f_e) = K \cdot \sqrt{M}\ (M \text{ in cmkg}).$$

Die Anwendung dieser Tabelle stößt insofern auf eine gewisse Schwierigkeit, als das Maximalmoment bei der Entwurfsbearbeitung nur schätzungsweise eingesetzt werden kann. Zunächst wähle man die Spannweite eines beiderseits frei aufliegenden Plattenbalkens zu

$$l = 1{,}04\, l',$$

wenn l' die lichte Weite des zu überspannenden Raumes bezeichnet.

Es wird dadurch der amtlichen Bestimmung:

„Als Stützweite gilt die um eine Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite“

hinreichend Genüge geleistet. Bei durchgehenden Plattenbalken ist

„die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen“.

Zur Schätzung des Eigengewichtes nehme man den Kubikinhalt einer einfachen Platte von b m Breite und 1,6 bis 2,0 d m Höhe (2,0 d bei hohen Stegen und kleinen Plattenstärken), wenn d die Stärke der Platte bedeutet. Zumeist ist d gegeben, und zwar durch Berechnung der über die Rippen fortlaufenden Deckenplatte von B m Spannweite. Ist die Plattenstärke d jedoch nicht gegeben, so nehme man je nach den Belastungen und Spannweiten

$$d = 8 - 15 \text{ cm an.}$$

Was die nutzbare Plattenbreite b anlangt, so verlangen die amtlichen Bestimmungen folgendes:

„Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles mit nicht mehr als einem Drittel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.“

Ist beispielsweise die Spannweite $l = 10$ m und die Rippenteilung $B = 4{,}0$ m, so ist für die in Rechnung zu setzende Druckbreite b nicht 4,0 m, sondern nur $l/_3 =$ rd. 3,30 m zu nehmen. Für die Ermittlung des maximalen Biegungsmomentes bleibt natürlich die Rippenteilung $B = 4{,}0$ m maßgebend (vergl. Abb. 97). In allen Fällen, wo die Rippenteilung

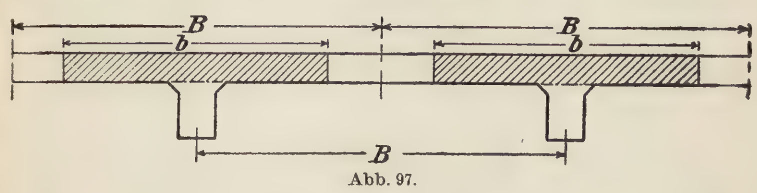


Abb. 97.

kleiner ist als $^1/_3$ Spannweite, wird $b = B$ gesetzt. In der Regel ist man nicht in der Lage, über die Rippenteilung frei zu bestimmen. Sollte dies aber dennoch der Fall sein, so wird man aus wirtschaftlichen Gründen immer danach streben, die Rippenteilung gleich $^1/_3$ Spannweite zu machen; denn je größer die Druckschicht des Betons ist, um so günstiger wird die Spannung σ_b ausfallen.

Dieser Grenzwert $b = l/_3$ ist durchaus willkürlich gewählt worden, zumal man auch in nicht unwesentlichem Maße von der Stärke der Platten abhängig ist. Die Durchbiegung dieser Platten ist eine Funktion ihrer Spannweite B. Es wäre ein Fehler, die Rippenteilung der rechnungsgemäßen Druckbreite des Betons in jedem Falle gleichzusetzen. Den schon auf Biegung stark beanspruchten Platten darf nur eine teilweise Mitarbeit für den Balken zugemutet werden. Um jeden Zweifel über die Zulässigkeit der Spannungsvermehrung zu beseitigen, macht Prof. S. Müller den Vorschlag, der üblichen Berechnung eine zweite anzuschließen, bei welcher von einer Plattenwirkung der Decke abgesehen werden soll. Man berechne den Deckenstreifen von der Breite b als eingespannten Freiträger am Balkensteg und dimensioniere in entsprechender Weise.[1]) Ist beispielsweise für die aus Abb. 98 ersichtliche

[1]) Zentralblatt d. Bauverw. 1907, Nr. 17.

b in cm	Abmessungen in cm und cm²	$\gamma = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} =$ $\frac{1200}{20} = \mathbf{60}$	$\frac{1200}{25} = \mathbf{48}$	$\frac{1200}{30} = \mathbf{40}$	$\frac{1200}{40} = \mathbf{30}$
120	d	0,0134	0,0131	0,0129	0,0125
	$h - a$	0,0668	0,0552	0,0473	0,0375
	f_e	0,0133	0,0164	0,0194	0,0250
140	d	0,0124	0,0121	0,0119	0,0116
	$h - a$	0,0619	0,0511	0,0438	0,0347
	f_e	0,0144	0,0177	0,0209	0,0270
150	d	0,0120	0,0118	0,0115	0,0112
	$h - a$	0,0598	0,0494	0,0423	0,0335
	f_e	0,0149	0,0184	0,0217	0,0280
160	d	0,0116	0,0114	0,0112	0,0108
	$h - a$	0,0579	0,0478	0,0410	0,0325
	f_e	0,0154	0,0190	0,0224	0,0289
180	d	0,0109	0,0107	0,0105	0,0102
	$h - a$	0,0545	0,0451	0,0386	0,0306
	f_e	0,0164	0,0201	0,0237	0,0306
200	d	0,0103	0,0102	0,0100	0,0097
	$h - a$	0,0518	0,0428	0,0367	0,0291
	f_e	0,0173	0,0212	0,0250	0,0323
220	d	0,0099	0,0097	0,0095	0,0092
	$h - a$	0,0494	0,0408	0,0350	0,0277
	f_e	0,0181	0,0222	0,0262	0,0339
250	d	0,0093	0,0091	0,0089	0,0087
	$h - a$	0,0463	0,0382	0,0328	0,0260
	f_e	0,0193	0,0237	0,0280	0,0361
300	d	0,0085	0,0083	0,0082	0,0079
	$h - a$	0,0423	0,0349	0,0299	0,0237
	f_e	0,0211	0,0260	0,0306	0,0395

$\gamma = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} =$					b in cm
$\frac{1000}{40} = 25$	$\frac{900}{40} = 22,5$	$\frac{800}{40} = 20$	$\frac{700}{40} = 17,5$	$\frac{600}{40} = 15$	
0,0133 0,0356 0,0321	0,0139 0,0347 0,0370	0,0144 0,0337 0,0433	0,0150 0,0326 0,0517	0,0158 0,0316 0,0633	120
0,0124 0,0330 0,0347	0,0128 0,0321 0,0400	0,0134 0,0312 0,0468	0,0139 0,0302 0,0558	0,0147 0,0293 0,0684	140
0,0120 0,0319 0,0359	0,0124 0,0310 0,0414	0,0129 0,0301 0,0484	0,0135 0,0292 0,0578	0,0142 0,0283 0,0708	150
0,0114 0,0305 0,0370	0,0120 0,0300 0,0427	0,0125 0,0292 0,0500	0,0131 0,0283 0,0592	0,0137 0,0274 0,0732	160
0,0109 0,0291 0,0393	0,0113 0,0283 0,0454	0,0117 0,0274 0,0530	0,0123 0,0267 0,0633	0,0129 0,0258 0,0775	180
0,0100 0,0276 0,0414	0,0108 0,0269 0,0478	0,0112 0,0261 0,0559	0,0117 0,0254 0,0667	0,0123 0,0245 0,0817	200
0,0098 0,0263 0,0435	0,0102 0,0256 0,0501	0,0107 0,0249 0,0586	0,0111 0,0241 0,0700	0,0117 0,0234 0,0857	220
0,0093 0,0247 0,0463	0,0096 0,0240 0,0534	0,0100 0,0233 0,0625	0,0105 0,0227 0,0746	0,0110 0,0219 0,0920	250
0,0084 0,0225 0,0507	0,0088 0,0219 0,0585	0,0091 0,0213 0,0685	0,0095 0,0206 0,0817	0,0100 0,0200 0,1001	300

Deckenkonstruktion das Einspannungsmoment am Steg

$$M = \frac{700 \cdot 0{,}8^2 \cdot 100}{2} = 22\,400 \text{ cmkg}$$

und ist an der Einspannungsstelle die Plattenstärke $h = 13$ cm, so findet man

$$K = \frac{h - a}{\sqrt{M}} = \frac{11{,}5}{150} = 0{,}0767,$$

$$f_e = \text{rd. } 0{,}012 \cdot 150 = 1{,}8 \text{ cm}^2$$

$$= 5 \text{ Rundeisen von je } 0{,}7 \text{ cm Durchmesser.}$$

Die Stärke der erforderlichen Einlage verringert sich also mit zunehmender Plattendicke an der Einspannungsstelle. Eine derartige Armierung dürfte sich vor allem bei stark belasteten, zwischen Haupt- und Nebenbalken gespannten Deckenplatten empfehlen (vergl. Abb. 36).

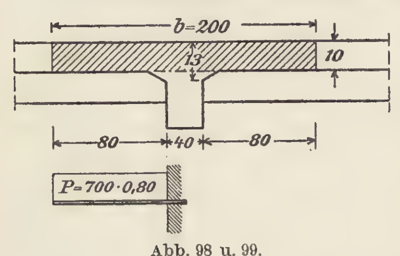


Abb. 98 u. 99.

Die Stegbreite b_1 darf nicht zu gering angenommen werden; sie richtet sich vornehmlich nach praktischen Gesichtspunkten, nach der Stärke der Einlage, und muß auch im obersten Stegteile dem Vorhandensein bedeutender Querkräfte Rechnung tragen (Voutenanordnung, s. Abb. 35). Für gewöhnliche Fälle genügt eine Breite $b_1 = 20$ bis 30 cm, bei starken Abmessungen und Belastungen 30 bis 40 cm.

Es ist in wirtschaftlicher Hinsicht vorteilhaft, die Steghöhe h recht groß zu nehmen, zumal das größere Eigengewicht des Steges dem Plattengewicht und der Nutzlast gegenüber für die Rechnung vollkommen belanglos ist. Große Steghöhen bedingen einen geringen Eisenquerschnitt, während kleine Steghöhen wesentlich stärkere Eiseneinlagen in größerer Anzahl erfordern Vielfach ist aber auch ein bestimmter Wert für h, die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe,

gegeben, so daß dann nur noch die Ermittlung des Eisenquerschnitts notwendig wird.

Die Anwendung der Tabelle hat zur Voraussetzung, daß Nutzbreite gleich Druckbreite ($B = b$) ist und daß die Nullinie mit Plattenunterkante zusammenfällt, oder doch wenigstens in unmittelbare Nähe derselben zu liegen kommt. Das ist namentlich bei kleineren Maximalmomenten der Fall, also bei geringeren Spannweiten und Nutzlasten. Fällt Nullinie mit Plattenunterkante zusammen, so ist die wirtschaftliche Ausnutzung des Betonmaterials am zweckmäßigsten.

Bei Plattenbalken von großen Dimensionen würde die Verwendung der Tabelle beim Entwerfen zu große Plattenstärken und eine zu unwirtschaftliche Ausnutzung der beiden Baustoffe im Gefolge haben. Die Tabelle zeigt, daß der verlangte Eisenquerschnitt f_e um so größer wird, je kleiner das Spannungsverhältnis γ, bezw. je kleiner die Nutzhöhe h' ist. Will man also an Eisen sparen, so wird es zweckmäßig sein, γ vielleicht zu $\frac{1200}{20} = 60$ anzunehmen, vorausgesetzt, daß die entsprechend große Steghöhe die zulässigen Baugrenzen nicht überschreitet. Umgekehrt wird man den Eisenquerschnitt recht groß nehmen, sobald aus irgendwelchen praktischen Gründen eine geringe Steghöhe notwendig ist. Eine Vergrößerung des Eisenquerschnitts allein (unter Beibehaltung aller anderen Abmessungen) vermindert σ_e zwar wesentlich, σ_b aber nur unwesentlich.

Kommt dagegen, was namentlich bei hohen Stegen und dünnen Platten der Fall ist, die Nullinie außerhalb Plattenstärke zu liegen, wird also mit anderen Worten

$$x > d,$$

so stellen sich der Berechnung einfacher Entwurfsformeln mancherlei Schwierigkeiten entgegen. Gewöhnlich sind aber aus praktischen Gründen die Abmessungen b, d, h und a gegeben, und es erübrigt sich nur noch, den erforderlichen Eisenquerschnitt f_e zu bestimmen.

Ist M das Biegungsmoment in cmkg,
h' der Abstand der Eisenschwerachse vom oberen Plattenrande in cm und
d die Plattenstärke in cm,

so empfiehlt sich für das praktische Entwerfen bei normalen Abmessungen die Formel[1])

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \, (h' - d/2)} \quad \ldots \ldots \quad (23)$$

f_e ist der erforderliche Eisenquerschnitt in cm². Es ist natürlich vorteilhaft, für σ_b den höchsten zulässigen Wert = 1200 kg/cm² einzusetzen. σ_e wird dann in den meisten Fällen seinen Höchstwert = 40 kg/cm² nur annähernd erreichen.

Zur Schätzung des Momentes M nehme man wiederum (vergl. Seite 128) den Kubikinhalt einer einfachen Platte von B m Breite und 1,6 bis 2,0 d m Höhe.

Will man jedoch sicherer gehen und schon beim Entwerfen auf ganz bestimmte Spannungsgrenzen hinzielen, so kann man sich zwecks Berechnung der erforderlichen Höhe h' und des verlangten Eisenquerschnitts f_e bei bestimmtem Spannungsverhältnis $\gamma = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ der folgenden Formeln bedienen:[2])

Berechnung der nutzbaren Höhe h':

$$h' = t + \sqrt{t^2 - \beta} \quad \ldots \ldots \quad (24)$$

wenn $$t = \frac{M}{2 \cdot \sigma_b \cdot d \cdot b} + \frac{d}{4}\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)$$

$$\alpha = \frac{n}{n + \gamma},$$

$$\beta = d^2/3\alpha.$$

Berechnung des erforderlichen Eisenquerschnitts f_e:

$$f_e = \frac{6\,(2\alpha \cdot h' - d)}{3\,(2\alpha \cdot h' - d)\,(2h' - d) + d^2} \cdot \frac{M}{\sigma_e} \quad (25)$$

[1]) Vergl. Wayss u. Freytag, Der Eisenbetonbau, S. 108.
[2]) Vergl. Zeitschrift „Beton u. Eisen", Jahrg. 1905, S. 18.

Es seien im folgenden 3 Beispiele für die vereinfachte Anwendung dieser Beziehungen aufgestellt:

$$\gamma = \frac{1200}{20}: \left\{ \begin{array}{ll} h' = t + \sqrt{t^2 - 1{,}67\, d^2} \ \ldots\ldots\ldots\ldots & (26) \\ f_e = \dfrac{2{,}4 \cdot h' - 6d}{(1{,}2\, h' - 3\, d)\,(2\, h' - d) + d^2} \cdot \dfrac{M}{1200} & (27) \\ \qquad \text{wenn } t = \dfrac{M}{40 \cdot d \cdot b} + 1{,}5\, d; & \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{1200}{30}: \left\{ \begin{array}{ll} h' = t + \sqrt{t^2 - 1{,}22 \cdot d^2} \ \ldots\ldots\ldots\ldots & (28) \\ f_e = \dfrac{3{,}27 \cdot h\ - 6d}{(1{,}64 h' - 3d)\,(2h' - d) + d^2} \cdot \dfrac{M}{1200} & (29) \\ \qquad \text{wenn } t = \dfrac{M}{60 \cdot d \cdot b} + 1{,}17\, d; & \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{1200}{40}: \left\{ \begin{array}{ll} h' = t + \sqrt{t^2 - d^2} \ \ldots\ldots\ldots\ldots & (30) \\ f_e = \dfrac{4 \cdot h' - 6\, d^2}{(2h' - 3d)\,(2\, h' - d) + d^2} \cdot \dfrac{M}{1200} & (31) \\ \qquad \text{wenn } t = \dfrac{M}{80 \cdot d \cdot b} + d. & \end{array} \right.$$

In derselben Weise könnten gleiche Formeln für andere γ-Werte aufgestellt werden. Will man nun am Eisen sparen, so darf der Beton nicht bis zur Höchstspannung $\sigma_b = 40$ kg/cm² angestrengt werden; man nehme also die Formeln 26 u. 27 bezw. 28 u. 29, welche dann allerdings recht große Nutzhöhen h' bedingen. Ist anderseits darauf zu sehen, diese Höhen h' auf einen Mindestwert herabzudrücken, so müssen die Formeln 30 und 31 verwandt werden, die dann natürlich einen großen Eisenquerschnitt bedingen.[1]) Formel 18 (Seite 126) sowie die Tabelle auf S. 130 und 131 geben Aufschluß darüber, ob die Nullinie auch tatsächlich in den Stegquerschnitt fällt.[2]) Die praktische Verwertung der gegebenen Entwurfsformeln ist aus Beispiel IV ersichtlich.

---

[1]) Viel Erleichterung und Zeitersparnis kann man sich durch Verwendung geeigneter Tabellenwerke verschaffen, die größtenteils auch für die Entwurfsbearbeitung von Platten und Stützen zu benutzen sind.

[2]) Vergl. den Aufsatz: „Dimensionierung von Plattenbalken auf Grundlage der preußischen Normen", von Dr. Ing. Weiske. Beton u. Eisen 1906, S. 46.

Bei der Entwurfsbearbeitung von Plattenbalken kann also — wenn Spannweite l, Lastbreite B und Druckbreite b, sowie die Nutzlast gegeben sind — folgendermaßen vorgegangen werden:

1. Man schätzt das Eigengewicht, berechnet das entsprechende Maximalmoment und ermittelt d, $h - a$ und f_e nach Tabelle (Seite 130 und 131). Das Verfahren ist etwas umständlich, bietet aber die wirtschaftlichsten Abmessungen, sobald d die üblichen Grenzwerte nicht überschreitet (Beispiel III).
2. Man berechnet zunächst die Platte mit Hilfe der Tabelle auf Seite 106, schätzt dann das Eigengewicht (diesmal fällt die Schätzung genauer aus als unter 1) und berechnet das Maximalmoment.[1]) Der entsprechende Koeffizientenwert $K = \frac{d}{\sqrt{M}}$ ist bestimmend für die Größen $(h - a)$ und f_e.
3. Man berechnet zunächst wieder die Platte mit einer bestimmten Stärke d, wählt aus Konstruktionsgründen b_1 und h und ermittelt das endgültige Maximalmoment. Der erforderliche Eisenquerschnitt wird schließlich mit Hilfe der Formel 23 gefunden.
4. Kann man von vornherein erkennen, daß bei gegebenen Abmessungen die Nullinie durch den Steg gehen muß, so würden die Formeln 24 bis 31 mit Vorteil anzuwenden sein (Beispiel IV).

Beispiel III.

Ein Raum von 7,7 m lichter Weite soll durch einen Plattenbalken von $B = 1{,}40$ m Rippenteilung überdeckt werden. Die Nutzlast betrage 300 kg/m² und der Fußbodenbelag einschl. Deckenputz = 50 kg/m².

1. Schätzung des M_{max}.

Da die Rippenteilung kleiner als $l/3$ ist, muß $B = b = 1{,}40$ m gesetzt werden.

Stützweite $l = 1{,}04 \cdot l' = 1{,}04 \cdot 7{,}7 = 8{,}0$ m.

---

[1]) Man nehme je nach den Spannweiten und Belastungen
25 bis 30 cm für die Stegbreite und
40 bis 70 „ „ „ Steghöhe.

Die Plattenstärke sei angenommen zu $d = 0{,}12$ m. Dann ist die ungefähre Eigenlast des Plattenbalkens (vergl. Seite 128)

$$g_1 = 1{,}4 \cdot 2400 \cdot [1{,}6 \cdot 0{,}12]$$
$$= 645 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

Nutzlast $g_2 = (300 + 50) \cdot 1{,}4 = 490$ kg f. 1 lfd. m.

Gesamtlast $G = l\,(g_1 + g_2) = 8{,}0\,(645 + 490) = 9080$ kg.

Der Plattenbalken liege an beiden Enden frei auf; dann ist

$$M_{\max} = \frac{G \cdot l}{8} = \frac{9080 \cdot 800}{8} = \mathbf{908\,000} \text{ cmkg.}$$

2. Der Plattenbalken soll derartig ausgebildet werden, daß der Eisengehalt so gering als möglich ausfällt.

Es ist das Eisen bis zur zulässigen Grenze $\sigma_e = 1200$ kg/cm², der Beton jedoch nur mit $\sigma_b = 20$ kg/cm² zu beanspruchen; also

$$\gamma = \frac{1200}{20} = 60.$$

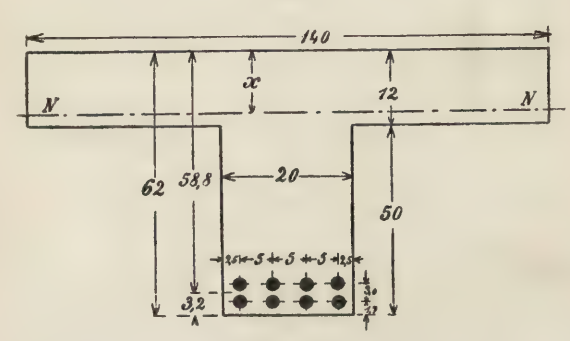


Abb. 100.

Dann ist für $b = 140$ cm nach der Tabelle (Seite 130):

$$d = 0{,}0124 \cdot \sqrt{M} = 0{,}0124 \cdot 953 = 11{,}72 \text{ cm},$$
$$h' = 0{,}0619 \cdot \sqrt{M} = 0{,}0619 \cdot 953 = 58{,}8 \text{ cm},$$
$$f_e = 0{,}0144 \cdot \sqrt{M} = 0{,}0144 \cdot 953 = 13{,}7 \text{ cm}^2.$$

Auf Grund dieser mit Hilfe der Tabelle bestimmten Werte sind folgende für die Ausführung maßgebenden Abmessungen gewählt (siehe Abb. 100):

$$b = 140 \text{ cm},$$
$$d = 12 \text{ cm},$$
$$h' = 58{,}8 \text{ cm},$$
$$a = 3{,}2 \text{ cm},$$
$$b_1 = 20 \text{ cm},$$
$$f_e = 14{,}14 \text{ cm}^2 \text{ (8 Rundeisen von 1,5 cm Durchm.)}.$$

Die Ermittlung der Spannungen nach den amtlichen Vorschriften geschieht dann folgendermaßen:

Nutzlast:

$$g_1 = 1{,}4\,(300 + 50) = 490 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

Eigenlast:

$$g_2 = (1{,}4 \cdot 0{,}12 + 0{,}2 \cdot 0{,}5) \cdot 2400 = 643{,}2 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

Gesamtlast:

$$G = 8{,}0\,(490 + 643{,}2) = 9066 \text{ kg};$$

$$M_{\max} = \frac{9066 \cdot 800}{8} = 906\,600 \text{ cmkg}.$$

Nullinienabstand (nach Formel 2):

$$x = \frac{15 \cdot 14{,}14}{140}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 140\,(62 - 3{,}2)}{15 \cdot 14{,}14}} - 1\right]$$

$$= \frac{212{,}1 \cdot 7{,}869}{140} = 11{,}92 \text{ cm}.$$

Größte Betonspannung (nach Formel 3):

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 906\,600}{140 \cdot 11{,}92\left(58{,}8 - \frac{11{,}92}{3}\right)} = \mathbf{19{,}8} \text{ kg/cm}^2.$$

Größte Eisenspannung (nach Formel 4):

$$\sigma_e = \frac{906\,600}{14{,}14\left(58{,}8 - \frac{11{,}92}{3}\right)} = \mathbf{1169} \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Differenz zwischen dem berechneten x und der in Rechnung eingesetzten Plattenstärke d sehr klein ist, konnte man von Anfang an, um sich die Rechnung zu vereinfachen, für

$$x = d = 12 \text{ cm}$$

einsetzen. Diese Vereinfachung kann auf alle diesbezüglichen Tabellenwerte erstreckt werden, sobald sich die Größe des Tabellenwertes für x von der Größe des gewählten d nicht wesentlich unterscheidet. Der vereinfachte Rechnungsgang für unser Beispiel ist dann folgender:

$$M_{max} = 906\,600 \text{ cmkg},$$

$$x = d = 12 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 906\,600}{140 \cdot 12\,(58{,}8 - 4)} = \mathbf{19{,}7} \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{906\,600}{14{,}14\,(58{,}8 - 4)} = \mathbf{1170} \text{ kg/cm}^2.$$

Es war ein Eisenquerschnitt verlangt von $f_e = 13{,}7$ cm². Würde man statt 8 Rundeisen von je 1,5 cm Durchmesser diesmal nur 6 Stück von je 1,8 cm Durchmesser wählen, so erhielte man ein $f_e = 15{,}26$ cm². Bleiben die sonstigen Abmessungen dieselben, so ergibt sich für x der Wert

$$x = \frac{15 \cdot 15{,}26}{140}\left[\sqrt{1 + \frac{280 \cdot 58{,}8}{15 \cdot 15{,}26}} - 1\right] = \frac{228{,}9 \cdot 7{,}54}{140} = 12{,}33 \text{ cm}.$$

Die Nullinie würde also in den Steg fallen und nach dem Vorhergesagten eine andere Berechnungsweise der Spannungen bedingen. Doch kann man auch in diesem Fall, wo die Differenz zwischen x und d wiederum sehr gering ist, beide Werte einander gleich setzen:

$$x = d = 12 \text{ cm}.$$

Die Spannungen berechnen sich dann zu

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 906\,600}{140 \cdot 12 \cdot (58{,}8 - 4)} = \mathbf{19{,}7} \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{906\,600}{15{,}26\,(58{,}8 - 4)} = \mathbf{1084} \text{ kg/cm}^2.$$

Die genaue Rechnung wäre:

$$x = \frac{58{,}8 \cdot 15 \cdot 15{,}26 + 70 \cdot 12^2}{140 \cdot 12 + 15 \cdot 15{,}26} = 12{,}33 \text{ cm} \quad \text{(Formel 14)}$$

(also das gleiche Resultat, wie oben ermittelt wurde).

$$y = 12{,}33 - \frac{12}{2} + \frac{12^2}{6\,(2 \cdot 12{,}33 - 12)} = 8{,}23 \text{ cm (Formel 15)}.$$

Spannungen:

$$\sigma_e = \frac{906\,600}{15{,}26\,(58{,}8 - 12{,}33 + 8{,}23)} = \mathbf{1086} \text{ kg/cm}^2 \text{ (Formel 16)},$$

$$\sigma_b = 1086 \cdot \frac{12{,}33}{15\,(58{,}8 - 12{,}33)} = \mathbf{19{,}2} \text{ kg/cm}^2 \text{ (Formel 17)}.$$

Diese Spannungswerte unterscheiden sich von den Resultaten der Annäherungsrechnung ganz unwesentlich.

Die gewählten Abmessungen des Plattenbalkens sind aber unzweckmäßig; es steht die Steghöhe in keinem rechten Verhältnis zu der geringen Plattenstärke.

3. Der Plattenbalken soll derartig ausgebildet werden, daß die Steghöhe nur 36 cm beträgt.

Wenn $h = 36$ cm beträgt, so kann man a zu 4 cm, also h' zu 32 cm annehmen. b_1 sei 20 cm, $d = 12$ cm.

Nutzlast $g_1 = 1{,}4\,(300 + 50) = 490$ kg f. 1 lfd. m,

Eigenlast $g_2 = (1{,}4 \cdot 0{,}12 + 0{,}2 \cdot 0{,}24)\,2400 = 518{,}4$ kg f. 1 lfd. m,

Gesamtlast $G = 8\,(490 + 518{,}4) = 8067$ kg,

$$M_{\max} = \frac{8067 \cdot 800}{8} = 806\,700 \text{ cmkg}.$$

Dann ist
$$K = \frac{32}{\sqrt{M}} = \frac{32}{898} = 0{,}0356.$$

Diesem Wert entspricht nach der Tabelle bei $b = 140$ cm ein Spannungsverhältnis

$$\gamma = \frac{1200}{40} = 30.$$

Demnach sind die Abmessungen des Plattenbalkens folgendermaßen zu wählen:

$$d = 0{,}0116 \cdot 898 = 10{,}42 \text{ cm},$$
$$h' = 0{,}0347 \cdot 898 = 31{,}16 \text{ cm},$$
$$f_e = 0{,}0270 \cdot 898 = 24{,}25 \text{ cm}^2 = 8 \text{ Rundeisen}$$
von je 2,0 cm Durchm.

Die Nullinie liegt also im Plattenquerschnitt

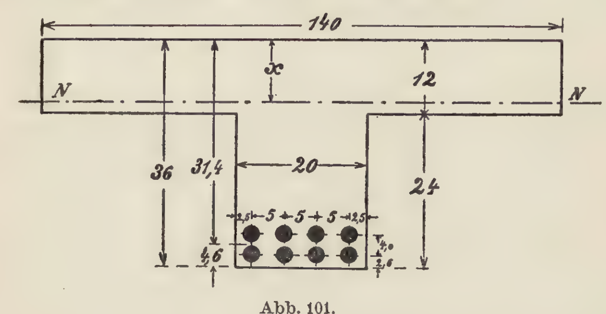


Abb. 101.

$$x = 10{,}44 \text{ cm},$$
$$\sigma_b = 39 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = 1180 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiel IV.

Die lichte Weite des zu überdeckenden Raumes betrage 10,58 m. Nutzlast einschl. Fußbodenbelag sei 600 kg/m².

Rippenteilung B = Belastungsbreite $b = 200$ cm;
Deckenstärke $d = 10$ cm.

1. Schätzung des $M_{max.}$

Stützweite $l = 1{,}04 \cdot l' = 1{,}04 \cdot 10{,}58 = 11$ m.

Nutzbare Breite $b = 2{,}0$ m.

Dann ist (nach S. 134) die ungefähre Eigenlast des Plattenbalkens

$$g_1 = 2{,}0 \cdot 2400 \cdot [1{,}8 \cdot 0{,}10] = 864 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$
$$\text{Nutzlast } g_2 = 600 \cdot 2{,}0 = 1200 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$
$$\text{Gesamtlast } G = l\,(g_1 + g_2) = 11 \cdot 2064 = 22\,704 \text{ kg.}$$

Der Plattenbalken liege an beiden Enden frei auf; dann ist

$$M_{\max} = \frac{G \cdot l}{8} = \frac{22\,704 \cdot 1100}{8} = \mathbf{3\,121\,800\ cmkg.}$$

2. Der Plattenbalken soll derartig ausgebildet werden, daß der Eisengehalt so gering als möglich ausfällt.

Es ist das Eisen bis zur zulässigen Grenze $\sigma_e = 1200$ kg/cm², der Beton jedoch nur mit $\sigma_b = 20$ kg/cm² zu beanspruchen; also

$$\gamma = \frac{1200}{20} = 60.$$

Die Tabelle (S. 130) zeigt, daß dann die Nullinie nicht mehr im Plattenquerschnitt liegen kann [d müßte $0{,}0103 \cdot \sqrt{M} = 18{,}2$ cm sein].

Nach Formel (26) und (27) ist

$$t = \frac{3\,121\,800}{40 \cdot 10 \cdot 200} + 1{,}5 \cdot 10 = 54,$$

$$h' = 54 + \sqrt{54^2 - 1{,}67 \cdot 10^2} = \mathbf{106\ cm};$$

$$f_e = \frac{2{,}4 \cdot 106 - 6 \cdot 10}{(1{,}2 \cdot 106 - 3 \cdot 10)(2 - 106 \cdot 10) + 10^2} \cdot \frac{3\,121\,800}{1200}$$

$$= \mathbf{25{,}4\ cm^2}.$$

Gewählt 4 Rundeisen von je 2,9 cm Durchmesser; also

$$f_e = 26{,}44\ \text{cm}^2.$$

Für h ist 110 cm und für b_1 ist 20 cm zu nehmen.

Prüfung: $Q = 11 \cdot 2400\,(0{,}1 \cdot 2{,}0 + 0{,}2 \cdot 1{,}0) + 11 \cdot 2 \cdot 600$

$$= 23\,760\ \text{kg},$$

$$M = 3\,267\,000\ \text{cmkg};$$

x (nach Formel 14) $= 21{,}73$ cm;
y (nach Formel 15) $= 17{,}23$ cm;
σ_e (nach Formel 16) $= 1210$ kg/cm²;[1])
σ_b (nach Formel 17) $= 21$ kg/cm².

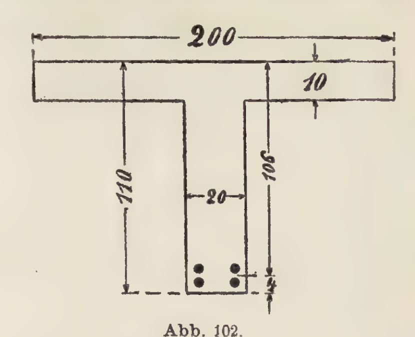


Abb. 102.

3. Der Plattenbalken soll derartig ausgebildet werden, daß die Konstruktionshöhe h kleiner wird.

Man beanspruche beide Baustoffe bis zu den Grenzwerten 1200 bezw. 40 kg/cm². Dann ist nach Formel (30) und (31):

$$t = \frac{3\,121\,800}{80 \cdot 10 \cdot 200} + 10 = 29{,}5;$$

$$h' = 29{,}5 + \sqrt{29{,}5^2 - 10^2} = \mathbf{57}\text{ cm};$$

$$f_e = \frac{4 \cdot 57 - 6 \cdot 10}{(2 \cdot 57 - 3 \cdot 10)\,(2 \cdot 57 - 10) + 10^2} \cdot \frac{3\,121\,800}{1200}$$
$$= \mathbf{49}\text{ cm}^2.$$

Gewählt 8 Rundeisen von je 2,8 cm Durchmesser; also

$$f_e = 49{,}28\text{ cm}^2.$$

Für h ist 62 cm und für b_1 ist 30 cm zu nehmen (Abb. 103).

Prüfung: $Q = 11 \cdot 2400\,(0{,}1 \cdot 2{,}0 + 0{,}3 \cdot 0{,}52) + 11 \cdot 2 \cdot 600$
$= 22\,600$ kg;

$M = 3\,107\,000$ cmkg;

---

[1]) Der Grund für die Ueberschreitung der zulässigen Eisenspannung ist in dem Umstand zu suchen, daß das geschätzte $M = 3\,121\,800$ cmkg kleiner ist als das tatsächliche $M = 3\,267\,000$ cmkg. Man hätte vorteilhafter getan, bei Schätzung des g_1 nicht 2,0 . 2400 [1,8 . 0,10] anzusetzen, sondern 2,0 . 2400 [2,0 . 0,10] (vergl. S. 134).

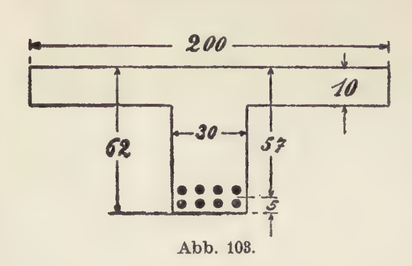


Abb. 103.

x (nach Formel 14) $= 19{,}03$ cm;
y (nach Formel 15) $= 14{,}6$ cm;
σ_e (nach Formel 16) $= 1198$ kg/cm²;
σ_b (nach Formel 17) $= 40$ kg/cm².

Wollte man die Höhe h noch kleiner nehmen, so würden sich zu große Werte für f_e ergeben.

4. Der Plattenbalken soll derartig ausgebildet werden, daß die Konstruktionshöhe $h = 74$ cm beträgt.

Wird a zu 4 cm und b_1 zu 30 cm angenommen, so ist

$$h' = 70 \text{ cm (Abb. 104).}$$

$$Q = 11 \cdot 2400\,(0{,}1 \cdot 2{,}0 + 0{,}3 \cdot 0{,}64) + 11 \cdot 2{,}0 \cdot 600 = 23\,550 \text{ kg},$$

$$M = \frac{23\,550 \cdot 1100}{8} = 3\,213\,125 \text{ cmkg.}$$

Nach Formel (23) ist dann

$$f_e = \frac{3\,213\,125}{1200\,(70 - 5)} = 41{,}2 \text{ cm}^2.$$

Gewählt 8 Rundeisen von je 2,6 cm Durchmesser; also

$$f_e = 42{,}48 \text{ cm}^2.$$

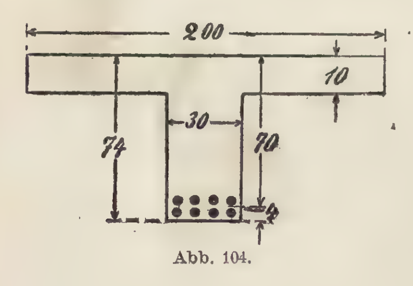


Abb. 104.

Prüfung:

x (nach Formel 14) $= 20{,}7$ cm;
y (nach Formel 15) $= 16{,}2$ cm;
σ_e (nach Formel 16) $= 1155$ kg/cm²;
σ_b (nach Formel 17) $= 32{,}3$ kg/cm².

Beispiel V.

Ein Raum von 17,6 m Lichtweite soll durch Plattenbalken überdeckt werden. Es sind 2 Stützreihen anzuordnen, die

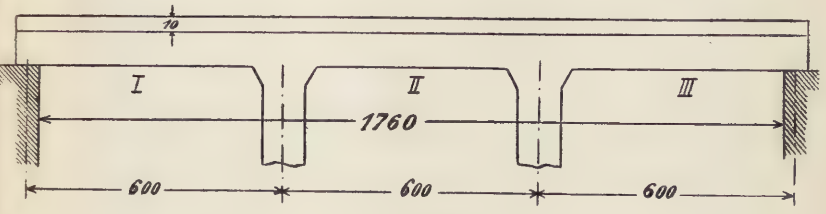


Abb. 105 a.

6 m voneinander entfernt sind. Eine Einspannung an den Enden ist nicht vorhanden. Die nutzbare Plattenbreite sei $b = 160$ cm (gleich der Rippenteilung) und die Plattenstärke $d = 10$ cm (s. Abb. 105a u. b). Die Nutzlast betrage 310 kg/m².

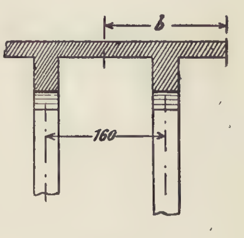


Abb. 105 b.

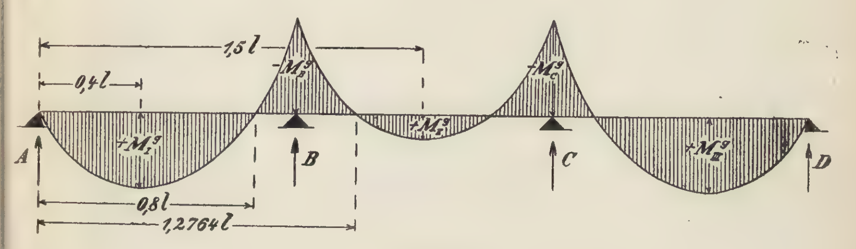


Abb. 106.

1. Einfluß der Eigengewichtlast (Abb. 106).

Das Eigengewicht ist über alle Felder gleichmäßig verteilt und beträgt schätzungsweise $g = 1{,}6 \cdot [1{,}8 \cdot 0{,}1] \cdot 2400 =$ rd. **700** kg f. 1 lfd. m.

Feld I: Nach Tabelle (siehe Anhang) liegt in einem Abstande $x = 0{,}4 \cdot l$ vom Auflager A das größte positive Moment

$$M_I^g = + 0{,}08 \cdot 700 \cdot 6^2 \cdot 100 = + \mathbf{201\,600} \text{ cmkg.}$$

(Der symmetrischen Anordnung wegen ist $M_{III}^g = M_I^g$.)

Feld II: Das größte positive Moment liegt in 1,5 m Entfernung vom Auflager A, also in Feldmitte, und beträgt nach der Tabelle

$$M_{II}^g = + 0{,}025 \cdot 700 \cdot 6^2 \cdot 100 = + \mathbf{63000} \text{ cmkg.}$$

Stütze B: Das Moment ist negativ und beträgt nach der Tabelle

$$M_B^g = - 0{,}1 \cdot 700 \cdot 6^2 \cdot 100 = - \mathbf{252000} \text{ cmkg.}$$

Infolge Symmetrie ist $M_C^g = M_B^g$.

Die Gestaltuug der Momentenfläche ist aus Abb. 106 ersichtlich. Die Momentennullpunkte kann man ebenfalls mit Hilfe der Tabelle finden; denn es ist

in Feld I bei $\frac{x}{l} = 0{,}8$ das Moment $M = 0$

und „ „ II „ $\frac{x}{l} = 1{,}2764$ „ „ $M = 0$.

2. Einfluß der Nutzlast.

Die Nutzlast beträgt 310 kg/m²; also

$$p = 1{,}6 \cdot 310 = \text{rd. } 500 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

Feld I: Man erzielt für dieses Feld das größte positive Moment, sobald die Reaktion A den größtmöglichen Wert erreicht, mit anderen Worten, sobald die Nutzlast nach Abb. 107 auf Feld I und III wirkt. Dann ist nach der Tabelle das größte Moment in 0,4 l Abstand von A zu finden und beträgt

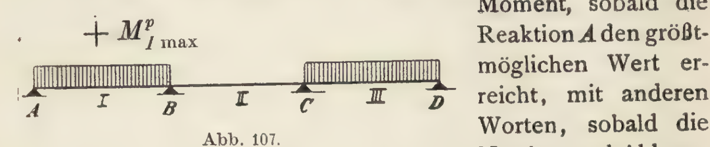


Abb. 107.

$$+ M_I^p = + 0{,}1 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = + \mathbf{180000} \text{ cmkg.}$$

Das negative Moment an gleicher Stelle beträgt bei alleiniger Belastung des Mittelfeldes

$$- M_I^p = - 0{,}02 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = - \mathbf{36000} \text{ cmkg.}$$

Feld II: Das größte positive Moment infolge Eigenlast lag in der Mitte des Feldes. Es wird nun der Zuschlag infolge Nutzlast an gleicher Stelle dann am größten, sobald nur das Mittelfeld durch Nutzlast beansprucht wird (Abb. 108). Eine gleichzeitige Belastung der Endfelder würde das Moment $+M_{II}^p$ wesentlich verringern. Es ist nach Tabelle

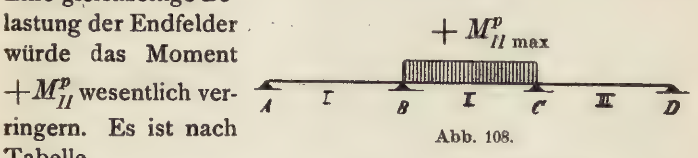


Abb. 108.

$$+M_{II}^p = +0{,}075 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = +\mathbf{135\,000}\ \text{cmkg.}$$

Sind dagegen beide Endfelder allein durch Nutzlast beansprucht, so wird das Moment in Feldmitte negativ, und zwar nach Tabelle

$$-M_{II}^p = -0{,}05 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = -\mathbf{90\,000}\ \text{cmkg.}$$

Stütze B:

Das negative Stützenmoment M_B^p wird dann am größten, sobald Feld I und II durch Nutzlast beansprucht sind, Feld III dagegen nicht (Abb. 109). Es ist nach Tabelle

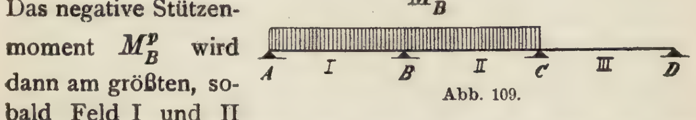


Abb. 109.

$$-M_B^p = -0{,}11667 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = -\mathbf{210\,000}\ \text{cmkg.}$$

Das größte positive Moment an gleicher Stelle würde sein

$$+M_B^p = +0{,}01667 \cdot 500 \cdot 6^2 \cdot 100 = +\mathbf{30\,006}\ \text{cmkg.}$$

3. Entwurf.

Die für die Dimensionierung des Plattenbalkens maßgebenden Momente sind im folgenden zusammengestellt:

Feld I:

$$\left.\begin{array}{rl} M^g = & +\,201\,600\ \text{cmkg} \\ +M^p = & +\,180\,000\ \ ,, \\ -M^p = & -\,36\,000\ \ ,, \end{array}\right\} M_{\max} = +\mathbf{381\,600}\ \text{cmkg.}$$

Feld II:

$$\left.\begin{array}{r} M^g = + \;\; 63\,000 \text{ cmkg} \\ + M^p = + 135\,000 \;\; „ \\ - M^p = - \;\; 90\,000 \;\; „ \end{array}\right\} M_{max} = \begin{array}{l} + \mathbf{198\,000} \text{ cmkg.} \\ - \;\; \mathbf{27\,000} \;\; „ \end{array}$$

Stütze B:

$$\left.\begin{array}{r} M^g = - 252\,000 \text{ cmkg} \\ + M^p = + \;\; 30\,006 \;\; „ \\ - M^p = - 210\,000 \;\; „ \end{array}\right\} M_{max} = - \mathbf{462\,000} \text{ cmkg.}$$

Feld I: Maßgebendes Moment

$$M_{max} = + 381\,600 \text{ cmkg } (\sqrt{M} = 618).$$

Soll an Eisen gespart werden, so nehme man

$$\gamma = \frac{1200}{20} = 60.$$

Dann ist nach der Tabelle für $b = 160$ cm:

$$h' = 0{,}0579 \cdot \sqrt{381\,600} = 35{,}72 \text{ cm},$$

$$f_e = 0{,}0154 \cdot \sqrt{381\,600} = \;\; 9{,}52 \text{ cm}^2.$$

Es ist $d = 10$ cm zu setzen und $h' = 36$ cm. Nimmt man a zu 4 cm an, so ist die gesamte Balkenhöhe

$$h = 40 \text{ cm}.$$

Als Armierung nehme man 6 Rundeisen von je 1,5 cm Durchm. mit einem $f_e = 10{,}6$ cm². Die Stegbreite sei dann $b_1 = 25$ cm (Abb. 110).

Abb. 110.

Da das negative Moment

$$M_I^p = - 36\,000 \text{ cmkg}$$

infolge des konstanten Momentes

$$M_I^g = + 201\,600 \text{ cmkg}$$

allein niemals zur Wirkung kommen kann, ist eine Armierung in der oberen Querschnittszone nicht vorzusehen.

Feld II: Maßgebende Momente:

$$+ 198\,000 \text{ cmkg}$$

und

$$- \;\; 27\,000 \text{ cmkg.}$$

Das positive Maximalmoment ist wesentlich kleiner als dasjenige des Feldes I und beträgt fast nur die Hälfte. Es wird daher genügen, statt der 6 Rundeisen nur 3 von gleichem Durchmesser in Feld II anzubringen; a möge dann 2 cm betragen.

Der gewählte Querschnitt ist aus Abb. 111 ersichtlich.

Das negative Moment — 27 000 cmkg würde Zugspannungen in der oberen Querschnittszone erzeugen. Man führe deshalb zur Aufnahme dieser Spannungen ein Rundeisen von $d = 1{,}5$ cm durch die obere Zone in einem Abstande $a_1 = 2$ cm vom oberen Rande.

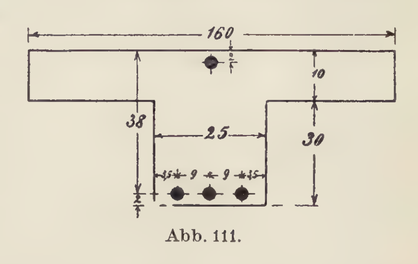


Abb. 111.

Stütze B. Das maßgebende Moment — 462 000 cmkg bewirkt ganz bedeutende Zugspannungen in dem oberen Teil der Platte. Man führe zunächst die 6 Rundeisen des Feldes I bei der Stütze nach dem oberen Plattenrande und bringe außerdem noch 2 Rundeisen von $d = 2{,}0$ cm in die Zwischenräume der andern Einlagen (s. Abb. 112). Außerdem vergrößere man durch Voutenanordnung die Steghöhe bis zu $h = 60$ cm.

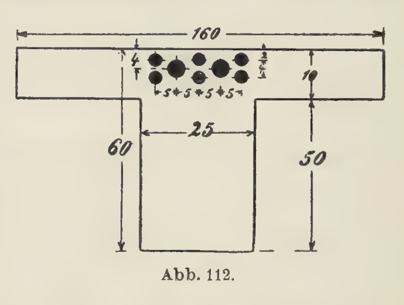


Abb. 112.

4. Berechnung.

Das Eigengewicht f. 1 lfd. m berechnet sich zu

$g = 2400\,(1{,}6 \cdot 0{,}1 + 0{,}3 \cdot 0{,}25) = 564$ kg

Fußbodenbelag usw. . . . . = 100 „

in Summa rd. **670** kg f. 1 lfd. m.

Die Nutzlast bleibt

$$p = 1{,}6 \cdot 310 = \mathbf{500} \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

Ermittlung der Momente nach Tabelle (Anhang):

Feld I:

$$M^g = + 0{,}08 \cdot 670 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = + 192\,960 \text{ cmkg}$$
$$- M^p = - 0{,}02 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = - 36\,900 \text{ „}$$
$$+ M^p = + 0{,}10 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = + 180\,000 \text{ „}$$
$$M_{\max} = + \mathbf{372\,960} \text{ cmkg.}$$

Feld II:

$$M^g = + 0{,}025 \cdot 670 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = + 60\,300 \text{ cmkg}$$
$$- M^p = - 0{,}05 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = - 90\,000 \text{ „}$$
$$+ M^p = + 0{,}075 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = + 135\,000 \text{ „}$$
$$M_{\max} = + \mathbf{195\,300} \text{ cmkg}$$
$$- \mathbf{29\,700} \text{ „}$$

Stütze B:

$$M^g = - 0{,}10 \cdot 670 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = - 241\,200 \text{ cmkg}$$
$$- M^p = - 0{,}11667 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = - 210\,006 \text{ „}$$
$$+ M^p = + 0{,}01667 \cdot 500 \cdot 6{,}0^2 \cdot 100 = + 30\,006 \text{ „}$$
$$M_{\max} = - \mathbf{451\,206} \text{ cmkg.}$$

Feld I:

$$x = \frac{15 \cdot 10{,}6}{160} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 160\,(40 - 4)}{15 \cdot 10{,}6}} - 1 \right] = 7{,}52 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 372\,960}{160 \cdot 7{,}52\,(36 - 2{,}51)} = \mathbf{18{,}5} \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = \frac{372\,960}{10{,}6\,(36 - 2{,}51)} = \mathbf{1051} \text{ kgcm}^2.$$

Feld II: Zunächst sei das positive Moment + 195 300 cmkg in Rechnung zu bringen. Der Eisenquerschnitt in der Druckzone bleibt seiner Geringfügigkeit wegen unberücksichtigt.

$$x = \frac{15 \cdot 5{,}31}{160} \left[\sqrt{1 + \frac{320 \cdot 38}{15 \cdot 5{,}31}} - 1 \right] = 5{,}67 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \mathbf{12} \text{ kg/cm}^2.$$
$$\sigma_e = \mathbf{1018} \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Berücksichtigung des negativen Momentes wird der Plattenquerschnitt in die Zugzone zu liegen kommen, kann also auch nicht in Rechnung gesetzt werden (Abb. 113) Die Eisenquerschnitte in der nunmehrigen Druckzone bleiben unberücksichtigt.

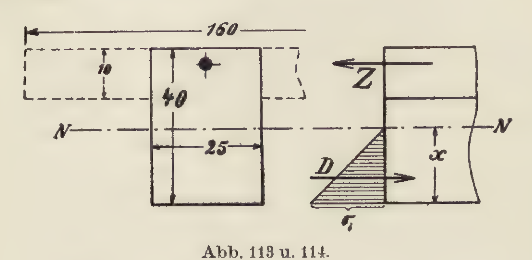


Abb. 113 u. 114.

$$x = \frac{15 \cdot 1{,}77}{25}\left[\sqrt{1 + \frac{50 \cdot 38}{15 \cdot 1{,}77}} - 1\right] = 7{,}99 \text{ cm.}$$

$\sigma_b = \mathbf{8{,}4}$ kg/cm².

$\sigma_e = \mathbf{473}$ kg/cm².

Man könnte nun im Hinblick auf diese ermittelten geringen Spannungen eine Einlage von kleinerem Querschnitt nehmen. Doch ist es wirtschaftlich wohl vorteilhafter, für die gesamte Deckenkonstruktion, wenn irgend angängig, Stäbe von durchweg gleichem Durchmesser zu verwenden.

Stütze B: $M_{max} = -451\,206$ cmkg.

Da das maßgebende Moment negativer Art ist, kommt auch hier der Plattenquerschnitt zu keiner statischen Wirksamkeit, weil er in der Zugzone liegt (Abb. 115).

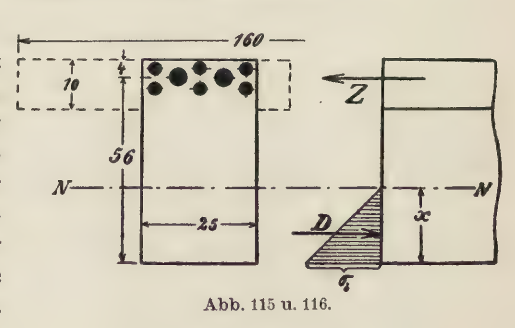


Abb. 115 u. 116.

f_e = 6 Stäbe von 1,5 cm Durchm. = 10,62 cm²
+ 2 „ „ 2,0 „ „ = 6,28 „
in Summa 16,90 cm².

$$x = \frac{15 \cdot 16{,}9}{25}\left[\sqrt{1 + \frac{50\,(60-4)}{15 \cdot 16{,}9}} - 1\right] = 25{,}05 \text{ cm.}$$

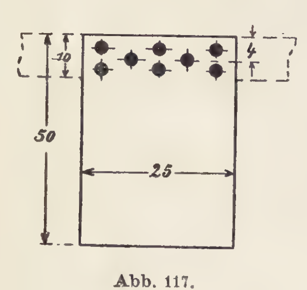


Abb. 117.

σ_b = **30,3** kg/cm².
σ_e = **561** kg/cm².

Will man die beiden Baustoffe besser ausnutzen, so nehme man (Abb. 117):

f_e = 8 Stäbe von 1,5 cm Durchm.
= 14,16 cm² und
h = 50 cm.

Dann wäre

x = 20,73 cm,
σ_b = **44,5** kg/cm²,
σ_e = **815** kg/cm².

Beispiel VI.

Ein Plattenbalken von gegebenen Abmessungen habe ein Biegungsmoment von M = 2 000 000 cmkg aufzunehmen.

Welche Eisenstärken sind in Druck- und Zugzone vorzusehen, wenn die zulässigen Grenzwerte für σ_e und σ_b eingehalten werden sollen?

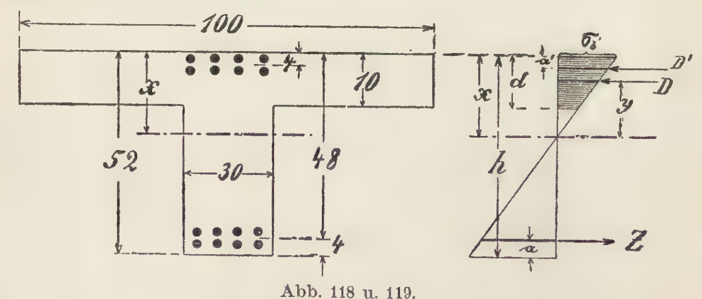


Abb. 118 u. 119.

Nullinienabstand x nach Formel (13) = 16 cm.
Abstand y nach Formel (15) = 11,76 cm.
Betondruckspannungen (Formel 12):

$$D = \frac{\sigma_b + \sigma_b \frac{x - d}{x}}{2} \cdot d \cdot b = 27\,500 \text{ kg.}$$

Momentengleichung: $M = D\,(h' - x + y) + D'\,(h' - a')$.
$D' = 18\,105$ kg.

Zugkraft $Z = D + D' = 45\,605$ kg.

Eisenquerschnitt $f_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{45\,605}{1200} = \mathbf{38}$ cm².

Spannung der Druckeisen (Seite 114)

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot n\,(x - a')}{x} = 450 \text{ kg/cm}^2.$$

Eisenquerschnitt $f_e' = \frac{D'}{\sigma_e'} = \frac{18\,105}{450} = \mathbf{40{,}23}$ cm².

Gewählt: $f_e = 8$ Rundeisen von je 2,5 cm Durchmesser
$f_e' = 8$ „ „ „ 2,6 „ „

Bei einfacher Armierung und voller Ausnutzung beider Baustoffe hätte sich gemäß Formel 30 u. 31 folgendes Resultat ergeben:

$$h' = 68{,}5 \text{ cm}$$
$$f_e = 26 \text{ cm}^2.$$

Man erkennt also hieraus die Vorteile einer Doppelarmierung: Die Erzielung einer äußerst geringen Konstruktionshöhe bei voller Ausnutzung beider Baustoffe.

XII. Die Schub- und Haftspannungen.

Nach den Lehren der Mechanik treten bei einer auf Biegung beanspruchten Deckenplatte Schubkräfte doppelter Art auf, einmal solche, die quer zur Längsachse, und dann solche, die parallel zur Längsachse gerichtet sind.

Die ersteren versuchen, einer Zerstörung der Platte nach Abb. 120 entgegenzuwirken, also ein Abgleiten des abge-

schnittenen rechten Teiles am anderen Teil zu verhindern. Die Schubanstrengung wird augenscheinlich von Plattenmitte an nach den Auflagern hin zunehmen und unmittelbar neben diesen den Höchstwert erreichen. Es muß also für einen genügenden Querschnitt daselbst gesorgt werden, andernfalls eine Zerstörung der Platte nach Abb. 120 durch direktes Abscheren eintreten kann. Besteht die Platte aus homogenem Material, z. B. aus nichtarmiertem Beton, so berechnet sich die Schubkraft infolge reiner Abscherung zu

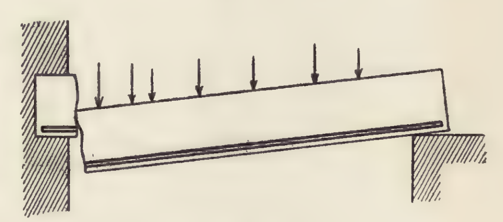


Abb. 120.

$$\tau = \frac{V_{max}}{F}.$$

Wird V_{max} der Höchstwert der Schubkraft in kg und der Plattenquerschnitt F in cm² ausgedrückt, so erhält man die Schubspannung τ in kg/cm². Weil nun die Verbundkörper aus zwei Materialien von verschiedenem Elastizitätsmaß zusammengesetzt sind und weil angenommen werden soll, daß sich die Schubspannungen gleichmäßig über Beton- und Eisenquerschnitt verteilen, findet man die Schubspannung des Betons für Flächeneinhalt zu

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{f_b \cdot E_b + f_e \cdot E_e};$$

$$\frac{E_e}{E_b} = n,$$

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{f_b + n \cdot f_e} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (32)$$

Die Schubspannung des Eisens ergibt sich zu

$$\tau_e = \frac{V_{max}}{f_e + \frac{f_b}{n}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (33)$$

f_b und f_e sind in cm² auszudrücken, und für n ist nach den amtlichen Vorschriften 15 zu setzen.

Eine Feststellung der Schubkräfte quer zur Längsachse der Platte ist nur in den seltensten Fällen erforderlich, da diese Spannungen bei den im einfachen Hochbau üblichen Deckenkonstruktionen den zulässigen Höchstwert

$$\tau_b = 4{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

bezw.

$$\tau_e = 800 \text{ bis } 900 \text{ kg/cm}^2$$

bei Flußeisen nie erreichen. Es wird also ein Bruch der Platte durch reine Abscherung nicht zu befürchten sein.

Maßgebender für die auf Biegung beanspruchten Platten und Plattenbalken sind diejenigen Schubkräfte, welche

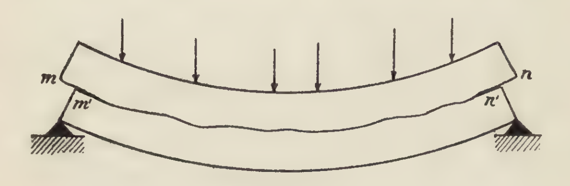


Abb. 121.

parallel zur Längsachse gerichtet sind. Sie erstreben es, eine Zerstörung nach Abb. 121 zu veranlassen, also eine Längsteilung der Platte in zwei vollkommen getrennte Streifen zu bewirken. Die unmittelbar nebeneinanderliegenden Faserschichten mn und $m'n'$ weisen nach eingetretener Zerstörung eine verschiedene Länge auf. Die eine (mn) ist nunmehr auf Zug und die andere ($m'n'$) auf Druck beansprucht, während vor der Zerstörung beide Faserschichten gleich lang waren und auch in gleichem Sinne angestrengt wurden. Die Gestaltung des Schubkraftdiagramms ist aus Abb. 122 ersichtlich. An dem oberen Plattenrande ist die Schubkraft = 0, ebenso unterhalb der Eiseneinlagen, also auf der Strecke a. Vom oberen Rande aus wachsen die Schubspannungen mehr und mehr an, bis sie

schließlich in der Neutralschicht ihren Größtwert τ^0 erreichen. Soll nun Gleichgewicht in den horizontal wirkenden Schubkräften vorhanden sein, so muß dieser Größtwert gleich der Haftfestigkeit des Eisens im Beton sein, denn die Zugspannungen im Beton sollen unberücksichtigt bleiben. Natürlich sind auch diese parallel zur Längsachse gerichteten Schubkräfte unmittelbar neben dem Auflager am größten, nämlich

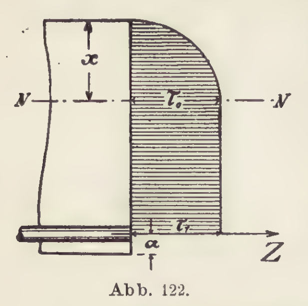


Abb. 122.

$$V_{max} = A.$$ [1]

Die Größe der Schubspannung findet man folgendermaßen (Abb. 123). Durchschneide die Platte senkrecht zur Längsachse in einem Mindestabstand x_0 vom Auflager A. Dann ist das Moment der inneren Kräfte gleich dem der äußeren, also

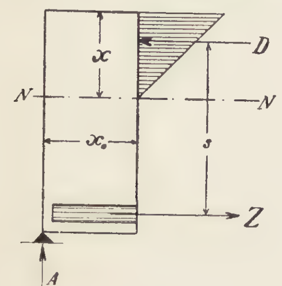


Abb. 123.

$$D \cdot s = V_{max} \cdot x_0.$$

Man setze nun für s den schon früher ermittelten Wert

$$s = h - a - \frac{x}{3}$$

und für die Mindestgröße x_0 die Längeneinheit 1,0; dann ist

$$D \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right) = V_{max} \cdot 1{,}0$$

$$D = \frac{V_{max}}{h - a - \frac{x}{3}}.$$

Die größten Schubanstrengungen sind in der Neutralschicht zu finden und müssen in ihrer Gesamtheit den inneren, ebenfalls horizontal gerichteten Kräften $D = Z$ gleich sein.

---

[1] Eine Tabelle im Anhang gibt Aufschluß über die Schubkräfte eines gleichförmig belasteten Balkens auf 3 und 4 Stützpunkten (vergl. „Taschenbuch der Hütte", 19. Aufl., II. Teil).

$$D = \tau_0 \cdot 1{,}0 \cdot b$$

$$\tau_0 = \frac{D}{1{,}0 \cdot b} = \frac{V_{max}}{b\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad . \; . \; (34)$$

Hierin ist V_{max} in kg,
b in cm ($=100$) und
h, a und x ebenfalls in cm auszudrücken.
τ_0 ergibt sich dann in kg/cm². Bei doppelt armierten Platten und Plattenbalken ergibt sich gemäß Abb. 86 (Seite 113) der Hebelarm der inneren Kräfte zu

$$s = \frac{f_e' \cdot \sigma_e' (h' - a') + \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2}\left(h' - \frac{x}{3}\right)}{f_e' \cdot \sigma_e' + \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2}}$$

Das in Abb. 122 dargestellte Schubkraftdiagramm zeigte, daß die Schubspannung in der Nullebene gleich der Haftspannung τ_1 des Eisens im Beton sein muß. Unter Haftspannung versteht man denjenigen Größenwert, mit welchem die Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen in Anspruch genommen wird. Man hat es hier also mit Kräften zu tun welche lediglich in der Staboberfläche wirken. Wird x_0 wieder, gleich 1,0 cm gesetzt und ist der Umfang aller in b cm Plattenbreite enthaltenen Stäbe $= U$, so ist

$$\tau_0 \cdot 1{,}0 \cdot b = \tau_1 \cdot 1{,}0 \cdot U$$

$$\tau_1 = \frac{\tau_0 \cdot b}{U} = \frac{V_{max}}{U\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad . \; . \; (35)$$

Wird U in cm ausgedrückt, so ergibt sich die Haftspannung τ_1 in kg/cm².

Nachtrag zu Beispiel I.

Die auf Seite 110 berechnete Platte hat als größte Schubkraft

$$V_{max} = \frac{798 \cdot 3{,}67}{2} = \text{rd. } 1465 \text{ kg.}$$

Dann ist nach Formel (32) und (33):

$$\tau_b = \frac{1465}{100 \cdot 17 + 15 \cdot 8{,}64} = \mathbf{0{,}8}\ \text{kg/cm}^2,$$

$$\tau_e = \frac{1465}{8{,}64 + \frac{100 \cdot 17}{15}} = \mathbf{12}\ \text{kg/cm}^2.$$

In $b = 100$ cm Plattenbreite waren 11 Rundeisen von $d = 1{,}0$ cm Durchm. angeordnet; dann ist

$$U = 11 \cdot d \cdot \pi = 11 \cdot 1{,}0 \cdot \pi = 34{,}56 \text{ cm}.$$

Die Schubspannung ist demnach [Formel (34)]

$$\tau_0 = \frac{V_{\max}}{b\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1465}{100\left(17 - 1{,}5 - \frac{5{,}18}{3}\right)} = \mathbf{1{,}06}\ \text{kg/cm}^2.$$

Die Haftspannung ergibt sich nach Formel (35) zu

$$\tau_1 = \frac{1465}{34{,}56\left(17 - 1{,}5 - \frac{5{,}18}{3}\right)} = \mathbf{3{,}08}\ \text{kg/cm}^2.$$

Bei einfachen Plattenkonstruktionen von mittlerer Stützweite ist es in der Regel nicht nötig, für die Spannungen τ_0 und τ_1 den rechnerischen Nachweis zu führen, daß sie die zulässige Grenze $= 4{,}5$ kg/cm² nicht überschreiten; denn fast immer werden sie einen kleineren Wert erreichen. Es bleiben also die Biegungsmomente maßgebend für die Bestimmung der Querschnittsabmessungen armierter Platten. Deshalb ist es bei diesen auch nicht nötig, Bügel und Querverbände anzuordnen. Die Formel für τ_1 liefert obendrein ein sehr ungünstiges Resultat und hat daher nur einen geringen praktischen Wert; denn in Wirklichkeit werden die Haftspannungen infolge Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons viel kleiner ausfallen. Zudem ist durch vielfache Versuche festgestellt worden, daß die Haftfestigkeit des Eisens im Beton größer ist als die Schubfestigkeit, daß z. B. ein in gutem Beton

fest eingebetteter Eisenstab nach gewaltsamem Herausziehen die ihn unmittelbar umgebende Betonmasse mit fortreißt.

Eine zu hohe Haftspannung kann man übrigens in einfachster Weise dadurch vermindern, daß man mehrere dünnere Einlagen bei gleichbleibendem Querschnitte f_e anordnet; denn es wird dann bekanntlich der Gesamtumfang U vergrößert. Die Formel (35) zeigt auch, daß die Haftspannung von der Nutzhöhe $(h - a)$ bezw. dem Hebelarm der inneren Kräfte $(h - a - x/3)$ abhängig ist: je größer der Hebelarm, um so kleiner die Haftspannung. Eine Vergrößerung der Plattendicke hat also eine Verminderung der Haftspannung im Gefolge. Will man sich von der Nutzwirkung der Haftfestigkeit vollkommen unabhängig machen, so wähle man — nach amerikanischem Muster — besondere Spezialeisen (Tacher-, Ransome-, Johnsoneisen)[1], die vermöge ihrer unebenen Oberfläche einen festen Halt im Betonkörper finden, oder man führe die Einlagen entsprechend den sog. Spannungstrajektorien in den Druckgurt und verankere sie daselbst (System Eggert).[1] Möller-Braunschweig verwendet Flacheisen mit quer aufgenieteten Winkelstückchen.[1])

Bei den Plattenbalken ist eine Berechnung der Schubspannungen unerläßlich; denn es kann bei diesen durch Abschergefahr ein Bruch an den Auflagern eher möglich werden als in Balkenmitte durch Biegungsmomente. Besonders leicht kann auch ein Abgleiten der Platte über den Steg vonstatten gehen. Schub- und Haftspannungen werden in gleicher Weise berechnet wie bei den einfachen Platten. Kommt die Nulllinie im Plattenquerschnitt zu liegen, so gelten die Formeln (34) und (35), nur ist für b nicht 100, sondern die jeweilig in Rechnung gesetzte nutzbare Plattenbreite zu nehmen. Fällt die Nullinie mit Plattenunterkante zusammen, so ist für b die Stegbreite b_1 einzusetzen bezw. diejenige Breite, welche durch Voutenanordnung gegeben ist. Liegt aber die Nullinie außerhalb der Platte, so ist nicht nur der Wert b_1 einzuführen, sondern

---

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II, 2. Auflage, Abschnitt I.

auch statt des Wertes $\left(h - a - \frac{x}{3}\right)$ der nunmehr gültige Abstand der Druckkraft D von Eisenschwerlinie $(h - a - x + y)$ zu setzen (Abb. 93). Es lauten dann die Beziehungen:

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1 (h - a - x + y)} \quad \ldots\ldots\ldots (36)$$

und

$$\tau_1 = \frac{V}{U (h - a - x + y)} = \tau_0 \cdot \frac{b_1}{U} \quad \ldots (37)$$

Die Größe der Schubspannung ist also nicht nur von der Schubkraft V, sondern auch von der Stegbreite b_1 und von der Konstruktionshöhe des Balkens h abhängig. Sie wird um so bedeutender werden, je größer V_{max} aber je kleiner b_1 und h berechnet sind. Zur Vermeidung allzu großer Schubspannungen würden sich also breite Balkenstege (mit voutenförmigem Uebergang zur Platte) und hinreichend große Konstruktionshöhen als zweckmäßig erweisen. Die Stärke des Steges spielt bei der Berechnung der Biegungsbeanspruchungen keine Rolle, wohl aber bei der Berechnung der Schubspannungen.

Berechnung der Bügel.

In allen Fällen, wo der zulässige Grenzwert $\tau_0 = 4{,}5$ kg/cm² überschritten wird, empfiehlt sich die Anwendung von Bügeleisen, welche die Zugeinlagen in ihrer Gesamtheit (Abb. 124) oder einzeln (Abb. 141) umfassen und im Druckgurt des Betonkörpers enden. Man nimmt Flach- oder Rundeisen, die in ihrer Wirkung den Dübeln oder den Schraubenbolzen zweier übereinandergelegter und miteinander verschraubter Balken entsprechen (Abb. 125). Solange die Schubfestigkeit des Betons bezw. der Reibungswiderstand der beiden Hölzer nicht überschritten wird, kommen die Bügel bezw. die Schraubenbolzen nicht zur

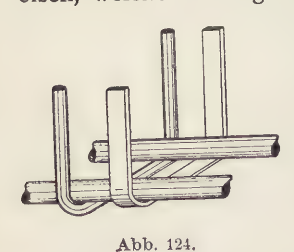


Abb. 124.

Wirksamkeit. Die Bügeleisen rufen eine höhere statische Wirkung beider Baustoffe hervor, indem sie eine innige Verbindung des Druckgurtes mit dem Zuggurt darstellen. Es wird sogar behauptet, daß durch einen solchen innigen Zusammenhang aller Balkenteile neue Festigkeitseigenschaften entstehen, so daß bei heftigen Erschütterungen die Gefahr einer Rissebildung und eines Ausweichens des Betons in der Druckzone in bedeutendem Maße vermindert wird. Jedenfalls ist bei Fabrikanlagen und bei Brücken die Anordnung der Bügel von besonderem Vorteil, da hier dynamische Wirkungen unausbleiblich sind.

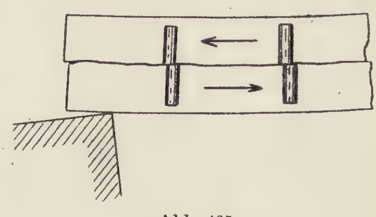


Abb. 125.

Die Berechnung der Bügel erfolgt auf verschiedene Weise. In der Hauptsache sind folgende Fälle zu unterscheiden:

1. Die ganze Schubkraft wird von den Bügeln aufgenommen; man macht also die Annahme, daß der Beton in der Nullachse gerissen sei. Die Schubanstrengung der eisernen Bügel ist dann

$$\tau_e = \frac{V_{\max} \cdot s}{f \cdot z}$$

Grenzwert für τ_e ist 800 kg/cm²,

s = Bügelabstand,

f = Gesamtbügelquerschnitt in einem vertikalen Balkenschnitt,

z = Hebelarm der inneren Kräfte $= (h - a - x + y)$.

2. Dem Beton wird die Hälfte der Schubkraft zugewiesen (zur Vermeidung zu schmaler Stege) und den Bügeln die ganze Schubkraft (zur Vermeidung zu dünner Bügeleisen). Die auf solche Weise erzielte Schubsicherheit ist natürlich eine ganz bedeutende, zumal

die Stege auf Grund der Rechnungsannahme an den Auflagern zumeist verbreitert werden müssen.

3. Jedem Material, dem Beton wie dem Bügeleisen, wird je die Hälfte der Schubkraft zugewiesen:

$$\tau_b = \frac{V_{\max}}{2 \cdot z \cdot b_1}$$

$$\tau_e = \frac{V_{\max}}{2 \cdot z \cdot f}.$$

4. Man beansprucht den Beton bis zur zulässigen Grenze von 4,5 kg/cm²; die dann noch bleibende Schubkraft ist den Bügeln zu übertragen. Diese Berechnungsart hat sich am meisten eingebürgert und soll im folgenden genauer besprochen werden.

Bezeichnet $z = (h - a - x + y)$ den Hebelarm der inneren Kräfte, so ist gemäß Formel (36) die größte Schubkraft

$$V_{\max} = \tau_0 \cdot z \cdot b_1.$$

Da die zulässige Schubspannung nur 4,5 kg/cm² beträgt, kann von Beton nur aufgenommen werden

$$V_b = 4{,}5 \cdot z \cdot b_1.$$

Den Bügeln bleibt demnach eine Kraft

$$V_e = V_{\max} - V_b$$

$$= (\tau_0 - 4{,}5) \cdot z \cdot b_1 \quad . \; . \; . \; . \quad (38)$$

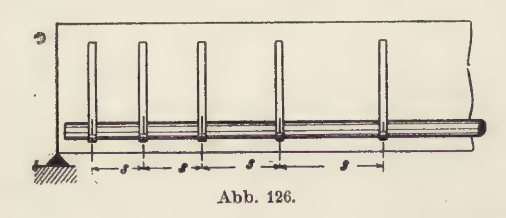


Abb. 126.

Ist der Gesamtquerschnitt einer Bügellage $= f$ (nach Abb. 124 sind es 2, nach Abb. 141 sind es 6 Einzelflächen) und ist die zulässige Schubkraft des Eisens $= 800$ kg/cm², so ist die Kraft eines Bügels bezw. einer Bügellage

$$\mathfrak{S} = 800 \cdot f \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (39)$$

Soll angenommen werden, daß alle Bügel gleiche Kräfte aufzunehmen haben, so wird der Abstand der Bügel am Auflager

$$s = \frac{800 \cdot f}{(\tau_0 - 4,5) \cdot b_1} = \frac{\mathfrak{S} \cdot z}{V_e}$$ [1]) . . . (40)

[Nimmt man von vornherein eine bestimmte Bügelteilung s an, so ermittelt sich der erforderliche Bügelquerschnitt zu

$$f = \frac{V_e \cdot s}{800 \cdot z}.$$

Doch ist es aus praktischen Gründen vorzuziehen, von einem gegebenen Bügelquerschnitt auszugehen und s zu ermitteln.]

Nach der Balkenmitte sind die Bügel immer weiter auseinander zu setzen, bis schließlich

$$V_e = V_b = 4,5 \cdot z \cdot b_1 \text{ wird.}$$

An einer beliebigen Stelle des Balkens ist die Schubkraft $= V$ und die Bügelentfernung

$$s = \frac{\mathfrak{S}}{V/z - 4,5 \cdot b_1}.$$

Die einzelnen Werte für V können einem Schubkraftdiagramm entnommen oder auf analytischem Wege berechnet werden.

Eine andere Lösung ist folgende: Man berechne, gleichmäßig verteilte Belastung vorausgesetzt, die Anzahl der Bügel für eine Balkenhälfte nach der Formel

$$i = \frac{1}{4} \cdot \frac{\tau_0 - 4,5}{800} \cdot \frac{l \cdot b_1}{f} = \frac{l \cdot b_1 \cdot (\tau_0 - 4,5)}{3200 \cdot f} \quad (41)$$

Es ist hier angenommen worden, daß das Verhältnis der von den Bügeln und vom Beton aufgenommenen Schubkräfte ein für den ganzen Balken konstantes ist. Die dadurch erzielte Sicherheit ist also eine bedeutende.

Die eigentliche Teilung dieser i-Bügel für eine Balkenhälfte vollzieht sich nunmehr auf graphischem Wege gemäß Abb. 127. Man teilt die Strecke $AA' = l/2$ in i gleiche

[1]) Sollen die Bügel so berechnet werden, als ob sie die ganze Schubkraft aufzunehmen hätten, so wäre

$$s = \frac{800 \cdot f}{\tau_0 \cdot b_1} = \frac{\mathfrak{S} \cdot z}{V_{max}}.$$

Der Sicherheitsgrad ist dann ein besonders hoher.

Teile, errichtet Senkrechte in den Teilpunkten und bringt diese zum Schnitt mit einem über AA' geschlagenen Halbkreis. Dann setzt man den Zirkel in A' ein und überträgt

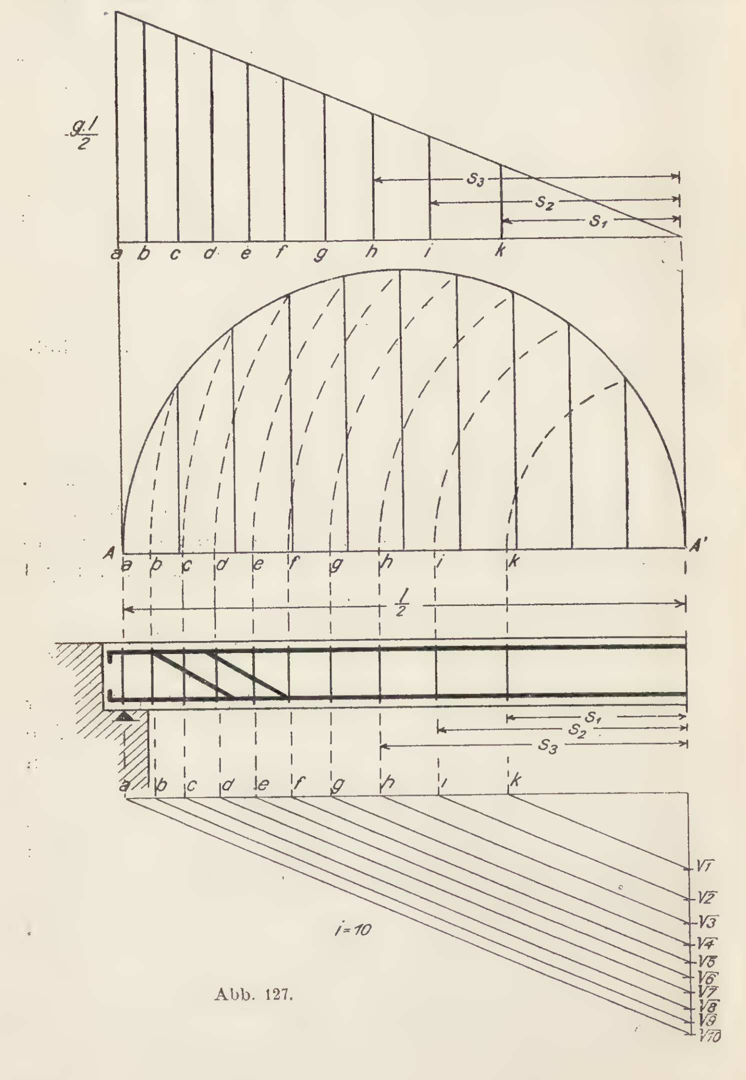


Abb. 127.

jene Schnittpunkte auf AA'. Die gewonnenen Teilstriche entsprechen der Anordnung der Einlagen.

Man kommt zum gleichen Ziel, wenn man das Wurzelgesetz in Anwendung bringt, also in Balkenmitte, gemäß Abb. 127, die Wurzeln von 1 bis i in beliebigem Maßstab aufträgt, den letzten Teilstrich ($\sqrt{i}$) mit A verbindet und schließlich die entsprechenden Parallelen dazu zieht. Bezeichnet man nämlich die einzelnen Entfernungen der Bügel von Balkenmitte mit s_1, s_2, s_3, s_4 usw., so ist

$$s_1 : l/_2 = \sqrt{1} : \sqrt{i} \text{ also, } s_1 = l/_2 \sqrt{\frac{1}{i}}$$

$$s_2 : l/_2 = \sqrt{2} : \sqrt{i} \text{ also, } s_2 = l/_2 \sqrt{\frac{2}{i}}$$

$$s_3 : l/_2 = \sqrt{3} : \sqrt{i} \text{ also, } s_3 = l/_2 \sqrt{\frac{3}{i}} \text{ usw.}$$

Das Prinzip solcher graphischen Lösung ist das gleiche wie bei der Behandlung des Wasserdruck-Dreiecks. Denn das Schubkraftdiagramm ist ebenfalls ein Dreieck, welches, um den einzelnen Bügeln gleiche Kräfte zuzuteilen, in eine entsprechende Anzahl flächengleicher Stücke geteilt werden muß. Es empfiehlt sich übrigens, auch in Balkenmitte Bügel in unter sich gleichen Entfernungen anzubringen.[1])

Die Bügeleisen sind in den meisten Fällen gemäß Abb. 128 senkrecht zu den Tragstäben angeordnet. Schrägliegende Bügel (Abb. 129) entsprechen den sogenannten Spannungstrajektorien, werden aber aus praktischen Gründen nur selten angewandt.

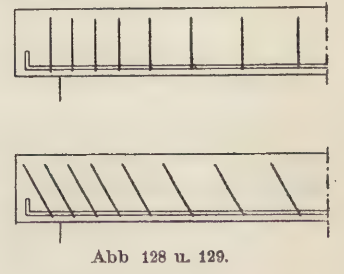


Abb 128 u. 129.

[1]) In der Praxis nimmt man es oftmals mit der Bügelteilung nicht so genau, sondern begnügt sich mit 2 oder 3 Bügelentfernungen, die am Auflager am kleinsten sind. Dadurch wird den Arbeitern das Verlegen der Bügeleisen bequemer und leichter gemacht.

Berechnung der Stabaufbiegungen.

Wird der zulässige Wert von $\tau_0 = 4{,}5$ kg/cm² überschritten, so kann mit Vorteil ein Teil der Einlagen im Winkel von 45° nach oben gebogen werden. Biegeproben haben nämlich den Beweis erbracht, daß im Verbundkörper schief gerichtete Kräfte wirken müssen; denn es haben sich bei solchen Proben Risse gezeigt, die unter 45° gerichtet sind. In dieser Richtung wirken also nur Druck- und Zugspannungen (Spannungstrajektorien). Die im Sinne der Spannungstrajektorien wirkenden inneren Kräfte wachsen mit den Schubkräften an, sind also über dem Auflager am größten. Da an den Stützpunkten der Plattenbalken die Momente entweder = o oder negativ sind und demnach in der unteren Zone keine Zugkräfte auftreten, ist ein Aufbiegen der Einlagen im Hinblick auf die Biegemomente nicht nur durchaus statthaft, sondern sogar erwünscht. Ueber den Stützungen kontinuierlicher Träger sowie bei den Einspannungen von Balken sind die Aufbiegungen sowieso erforderlich.

Man findet den Abstand c vom Auflager, wo mit dem Aufbiegen zu beginnen ist, aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Schubkraft nur sein darf

$$V_c = V_{\max} \cdot \frac{4{,}5}{\tau_0} \qquad (42)$$

Abb. 130 u. 131.

Dieser Bedingung ist Genüge geleistet bei

$$c = \frac{V_{\max} - V_c}{V_{\max}} \cdot \frac{l}{2} \qquad (43)$$

(l = Spannweite des Balkens).

Weitere Aufbiegungen erfolgen dann zweckmäßig nach den Auflagern hin in kleiner werdenden Abständen (Abb. 132).

Sind nicht genügend Eisen zum Aufbiegen vorhanden, so nehme man besondere Stäbe, die schräg aufgebogen und ebenso fest im Widerlager verankert sind wie die Tragstäbe.

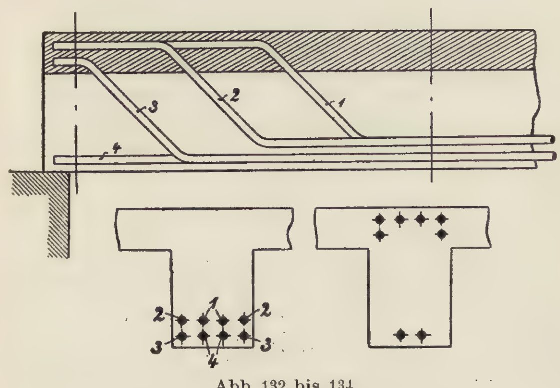


Abb. 132 bis 134.

Man kann auch für die Trägermitte, wo das M_{max} liegt, gemäß Abb. 135 einzelne Stäbe (b) vorsehen, deren Enden in entsprechender Weise nach oben zu biegen sind.

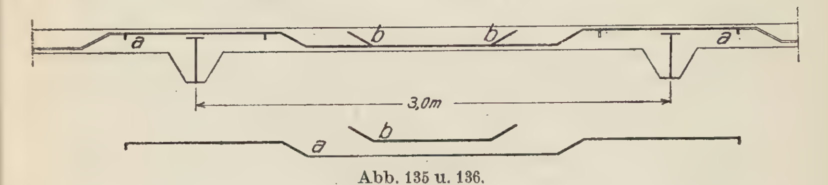


Abb. 135 u. 136.

Der Beton wird bis zu 4,5 kg/cm² auf Schub angestrengt. Die übrigbleibende Schubkraft $(V_{max} - V_c)$ wird in eine unter 45° gerichtete Zugkraft umgewandelt, welche den aufgebogenen Eisen zugewiesen wird. Die gesamte schiefe Zugkraft ist

$$Z = (\tau_0 - 4{,}5)\, b_1 \cdot c \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$= \mathbf{0{,}71 \cdot c \cdot b_1 (\tau_0 - 4{,}5)} \quad . \; . \; . \quad (44)$$

Ist i die Anzahl der aufgebogenen Eisen von je f cm² Querschnitt, so beträgt die Zugspannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{Z}{i \cdot f} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (45)$$

Nachtrag zu Beispiel IV (Seite 144).

Es sind folgende Werte gegeben (vergl. Abb. 104):

$$\begin{aligned} l &= 11{,}0 \text{ m}, \\ h - a &= 66 \text{ cm}, \\ b &= 200 \text{ cm}, \\ b_1 &= 30 \text{ cm}, \\ G &= 23\,550 \text{ kg}, \\ f_e &= 42{,}48 \text{ cm}^2 \text{ (8 R.-E. 2,6 cm)}, \\ x &= 20{,}7 \text{ cm}, \\ y &= 16{,}2 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Größte Schubkraft am Auflager

$$V_{\max} = \frac{23\,550}{2} = 11\,775 \text{ kg}.$$

Dann ist die Schubspannung des Betons nach Formel (36)

$$\tau_0 = \frac{11\,775}{30\,(66 - 20{,}7 + 16{,}2)} = \mathbf{6{,}38\ kg/cm^2}.$$

Es wird also die zulässige Schubspannung von 4,5 kg/cm² überschritten. Den Bügeln bleibt gemäß Formel (38) eine Kraft

$$\begin{aligned} V_e &= (6{,}38 - 4{,}5) \cdot 61{,}5 \cdot 30 \\ &= 3469 \text{ kg}. \end{aligned}$$

Legt man einen gemeinsamen Bügel 30 · 2 mm um alle 8 Einlagen (vergl. Abb. 124), so ist gemäß Formel (39)

$$\mathfrak{S} = 800 \cdot 2\,(3{,}0 \cdot 0{,}2) = 960 \text{ kg}.$$

Der Bügelabstand am Auflager ist dann gemäß Formel (40):

$$s = \frac{960 \cdot 61{,}5}{3469} = 17 \text{ cm}.$$

In 2 m Entfernung vom Auflager ist die Schubkraft

$$V = 11\,775 - 2{,}0 \cdot \frac{23\,550}{11} = 7493 \text{ kg}.$$

Die Bügelentfernung müßte dort sein

$$s = \frac{960}{\frac{7493}{61,5} - 4,5 \cdot 30} \text{ cm};$$

das Resultat ist negativ. Es sind also in 2 m Entfernung theoretisch keine Bügel mehr erforderlich:

$$\tau_0 = \frac{7493}{30 \cdot 61,5} = 4,07 \text{ kg/cm}^2 \, (< 4,5).$$

Die graphische Lösung ist vorzuziehen und wäre folgendermaßen auszuführen:

Zahl der Bügel für eine Balkenhälfte gemäß Formel (41)

$$i = \frac{1100 \cdot 30 \, (6,38 - 4,5)}{3200 \cdot 1,2}$$
$$= 16 \text{ Stück.}^{1)}$$

Unter Zugrundelegung dieses Wertes für i ist die Bügelteilung nach Abb. 127 vorzunehmen:

$$s_1 = \frac{1100}{2} \sqrt{\frac{1}{16}} = 138 \text{ cm},$$

$$s_2 = \frac{1100}{2} \sqrt{\frac{2}{16}} = 194 \text{ cm usw.}$$

Bügelabstand am Auflager

$$s = {}^{l}/_{2} - s_{15} = \frac{l}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{15}{16}}\right)$$
$$= 18 \text{ cm}.$$

Will man für die Aufnahme der Schubkräfte durch Stabaufbiegungen Sorge tragen, so würde sein:

$$V_c = 11\,775 \cdot \frac{4,5}{6,38} = 8301 \text{ kg}$$

$$c = \frac{11\,775 - 8301}{11\,775} \cdot \frac{1100}{2} = 162 \text{ cm}$$

$$Z = 0,71 \cdot 162 \cdot 30 \, (6,38 - 4,5)$$
$$= 6487 \text{ kg}.$$

---

1) Hätte man (gemäß Abb. 141) $4 \cdot 2$ Bügelarme genommen, so wäre der Bügelquerschnitt $f = 8 \cdot (3,0 \cdot 0,2) = 4,8 \text{ cm}^2$. Die Bügelzahl i müßte demnach wesentlich kleiner werden.

Werden die 4 oberen Einlagen abgebogen, so ist die Zugspannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{6487}{21,24} = 305 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Haftspannung der 4 unteren Einlagen ist dann gemäß Formel (37)

$$\tau_1 = 6,38 \cdot \frac{30}{4 \cdot 2,6\,\pi} = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Würde man nur 2 Einlagen aufbiegen [σ_e bleibt augenscheinlich innerhalb der zulässigen Grenze von 1200 kg/cm²], so ist

$$\tau_1 = 6,38 \cdot \frac{30}{6 \cdot 2,6\,\pi} = 3,9 \text{ kg/cm}^2.$$

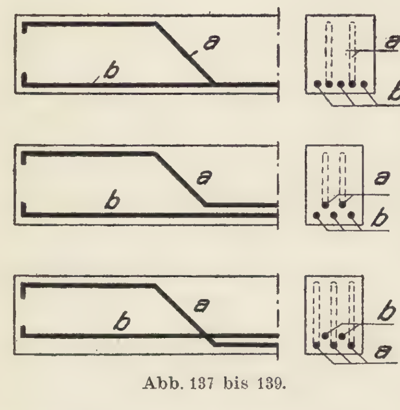


Abb. 137 bis 139.

Die Abb. 137 bis 139 zeigen, in welcher Weise die Aufbiegung der Eisen vollzogen werden kann. Quer- und Längsschnitt eines anf Biegung und Schub in richtiger Art armierten Plattenbalkens ist aus den Abb. 140 und 141 ersichtlich.

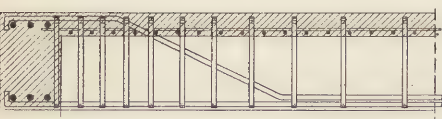
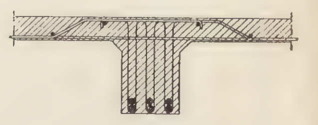



Abb. 140.


Abb. 141.

XIII. Die Berechnung der zentrisch belasteten Stützen.

Es sei zunächst angenommen, daß der Querschnitt einer Stütze $= F$ cm² sei und daß keine Eiseneinlagen vorhanden sind. Man hat es dann mit einem homogenen Material zu tun, welches unter einer zentrisch wirkenden Kraft eine Zusammendrückung erfährt. Die Kraft sei P kg, verteile sich in ihrer Wirkung gleichmäßig über die ganze Fläche und sei parallel zur Längsachse gerichtet. Nimmt man nunmehr an, daß sich die Wirkung dieser Kraft P in einem Näherrücken der einzelnen ebenen Querschnittflächen äußert und daß die Querschnitte nach der Deformation untereinander parallel bleiben, so beträgt die spezifische Druckspannung in kg f. 1 cm²

$$\sigma_b = \frac{P}{F}.$$

Nun ist aber die Zusammenpressung der Querschnittflächen keine gleichmäßige, sondern abhängig von der Beschaffenheit des Betons; es wird

$$\varepsilon = \frac{\sigma_b^m}{E},$$

in welche Formel für $m = 1{,}1$ bis $1{,}2$ zu setzen ist (vergl. Seite 95). Es wachsen also die elastischen Längenänderungen nicht in demselben Maße wie die Spannungen. Das Elastizitätsmaß E bewegt sich nach Bach in den Grenzen

$$E = 217000 - 457000 \text{ kg/cm}^2.$$

Verstärkt man nunmehr die Betonstütze durch Eisenstäbe, die parallel und symmetrisch zur Längsachse angeordnet sind, so wird sich die Druckwirkung der Kraft P sowohl auf den Betonquerschnitt, als auch auf die Querschnitte der Einlagen erstrecken. Man nimmt an, daß der vom Beton aufgenommene Teil der Druckkraft gleichmäßig auf dessen Querschnittfläche sich verteilt und daß anderseits das Eisen die Formänderung des Betons mitmacht. Beide Baustoffe sind also beim Nichtvorhandensein einer äußeren Kraft als vollkommen spannungslos zu betrachten. Wirkt dagegen die Achsialkraft P, so sind

die hervorgerufenen Zusammenpressungen von Eisen und Beton infolge Haftfestigkeit beider Materialien einander gleich; es ist

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e;$$

also

$$\frac{\sigma_b^m}{E_b} = \frac{\sigma_e}{E_e}.$$

Setzt man nun wie bei den Platten zur Vereinfachung der Rechnung $m = 1$, so wird

$$\frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_e}{E_e}.$$

Es verhalten sich also die Spannungen beider Baustoffe zueinander wie ihre Elastizitätswerte. Nun ist aber

$$\frac{E_e}{E_b} = n;$$

mit Worten: es wird das Eisen, da es dem Druck einen n mal so großen Widerstand leisten kann, erst dann in gleicher Weise wie der Beton zusammengepreßt, wenn die Kraft P eine n mal so große ist. Setzt man n in die Formel ein, so ergibt sich

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n}$$

und

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b.$$

Das Eisen erhält also eine um so höhere Spannung, je größer dessen Elastizitätsmaß als das des Betons ist. Wird nach den amtlichen Bestimmungen für n der Wert 15 eingesetzt und als Bruchfestigkeit des Betons der Wert 200 kg/cm², so ergibt sich auf Grund der Bestimmung:

> *„In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Bruchfestigkeit beansprucht werden"*

als höchste zulässige Spannung des Eisens

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b = 15 \cdot \frac{200}{10} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist also sowohl für das Entwerfen, als auch für die Nachprüfung einer armierten Betonstütze lediglich die Beanspruchung des Betons maßgebend, da die Spannung des Eisens niemals den sonst zulässigen Wert $\sigma_e = 1200$ kg/cm² erreichen kann.

Bezeichnet man mit F_b den Querschnitt der gedrückten Betonfläche, und zwar ohne Abzug des verhältnismäßig sehr geringen Eisenquerschnitts f_e, so ist die Gesamtspannung des Betons infolge der Druckwirkung der Kraft P:

$$D_b = \sigma_b \cdot F_b$$

und die Gesamtspannung des Eisens

$$D_e = \sigma_e \cdot f_e = n \cdot \sigma_b \cdot f_e.$$

Beide Spannungen müssen der Kraft P das Gleichgewicht halten, also:

$$D_b + D_e = P,$$

$$\sigma_b \cdot F_b + n \cdot \sigma_b \cdot f_e = P,$$

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n \cdot f_e} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (46)$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b = \frac{n \cdot P}{F_b + n \cdot f_e} \quad \ldots \ldots \quad (47)$$

Der Wert $F_b + n \cdot f_e$ stellt nichts anderes als den gesamten Stützquerschnitt dar, nur daß man die gesamte Eisenfläche mit n multipliziert, also in einen gegen Druck gleich widerstandsfähigen Betonquerschnitt verwandelt hat. Es wird demnach eine Eisenbetonstütze wie jede andere Stütze aus homogenem Material berechnet, indem man zum Betonquerschnitt den n-fachen Querschnitt des Eisens hinzufügt. An der gleichartigen Spannungsverteilung im Querschnitt kann dadurch nichts geändert werden.

Untersuchung auf Knicken.

Bisher galt eine Knickgefahr als ausgeschlossen. Das trifft auch zu bei Stützen von größerem Querschnitt und verhältnismäßig geringer Höhe. Ist aber der Prozentsatz an Eisen ein recht großer, so wird der Querschnitt der Stütze um so geringer ausfallen und dementsprechend eine Knickgefahr um so leichter möglich sein. Doch ist diese Gefahr bei den Verbundstützen nicht so bedeutend wie bei den eisernen Stützen, da dort das Verhältnis des Querschnitts zur Höhe ein wesentlich ungünstigeres ist. In der Regel hat man

bei den Eisenbetonstützen nicht nötig, den Fortfall einer Knickgefahr rechnerisch nachzuweisen.

Die amtlichen Bestimmungen schreiben folgendes vor:

„*Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das 18fache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt.*"

„*Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel anzuwenden.*"

Die Eulersche Knickformel lautet:

$$P = \frac{\pi^2}{s \cdot l^2} \cdot E \cdot J_{\min}.$$

Für den Sicherheitskoeffizienten s ist nach den amtlichen Bestimmungen $= 10$ zu setzen.[1]) Bei der Berechnung des Trägheitsmomentes $J_{\min}$ ist der Querschnitt der Eiseneinlagen in der Weise zu berücksichtigen, daß seine Fläche mit n multipliziert in Rechnung gebracht wird:

$$P = \frac{\pi^2}{s \cdot l^2} (E_b \cdot J_b + E_e \cdot J_e),$$

$$\frac{E_e}{E_b} = n,$$

$$P = \frac{\pi^2}{s \cdot l^2} \cdot E_b (J_b + n \cdot J_e).$$

Abb. 142 a u. b.

Setzt man nun ein für

$$E_b = \frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$n = 15,$$

$$s = 10,$$

$$\pi^2 = 10$$

und drückt man l in m aus, so wird

$$P = \frac{10 \cdot 140\,000}{10 \cdot l^2 \cdot 100^2} (J_b + 15 \cdot J_e),$$

$$\boldsymbol{P = \frac{14}{l^2} (J_b + 15 \cdot J_e)} \quad \ldots \ldots \quad (48)$$

P ist in kg ausgedrückt.

---

1) Vergl. Seite 80.

Bei Berechnung des Wertes J_e sind die äquatorialen Trägheitsmomente der einzelnen Eisenquerschnitte ihrer Geringfügigkeit wegen nicht in Rechnung zu bringen (siehe Beispiel). Die entwickelte Formel für P setzt eine gelenkartige Befestigung an beiden Stabenden voraus, wie es aus Abb. 142a ersichtlich ist. Da aber die Eisenbetonstützen zumeist derartig konstruiert sind, daß man sie in statischem Sinne als beiderseits eingespannte Stäbe betrachten darf, so ist der bei Anwendung der genannten Formel erzielte Sicherheitsgrad ein recht hoher; denn die Tragfähigkeit ist viermal so groß als bei den Stützen mit gelenkartiger Lagerung.

Ist also eine Eisenbetonstütze auf Knicken zu untersuchen, so gelangt die Eulersche Formel in bekannter Weise wie beim Vorhandensein eines homogenen Materials zur Anwendung, nur muß Querschnitt wie Trägheitsmoment der Eiseneinlagen mit n multipliziert in Rechnung gebracht werden.

Ferner ist zu untersuchen, ob auch die Eiseneinlagen an sich knicksicher sind; denn dieselben liegen der Außenseite ziemlich nahe und könnten durch ein Ausbiegen die verhältnismäßig dünne Betonhülle zerstören. Die Zugfestigkeit des Betons, welche allein dem Ausknicken einen Widerstand zu leisten vermag, ist viel zu gering, als daß man sie praktisch in Erwägung ziehen könnte. Die gänzliche Beseitigung einer Knickgefahr wird am besten durch Anordnung von Querverbänden erzielt. Die amtlichen Bestimmungen schreiben hierüber folgendes vor:

„*Querverbände, welche geeignet sind, die eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen, sind in Abständen von höchstens dem 30fachen Betrage des Eisenstabdurchmessers anzubringen*“ und

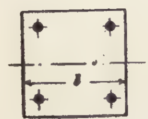
„*Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist 5fache Sicherheit nachzuweisen.*“

Die Eulersche Knickformel lautet:

$$P = \frac{\pi^2}{s \cdot l^2} \cdot E \cdot J_{\min}.$$

P ist in diesem Falle gleich dem Querschnitt eines Eisenstabes, multipliziert mit der ermittelten Spannung des Eisens, also

$$P = f_e' \cdot \sigma_e = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma_e.$$



Setzt man nun für

$\pi^2 = 10,$

$s = 5$ (nach den amtl. Bestimmungen),

$E = 2\,100000$ kg/cm²,

$$J_{\min} = \frac{\pi \cdot d^4}{64},$$

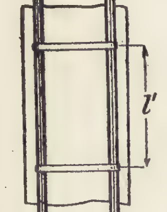


Abb. 143, 144.

so ergibt sich

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{10 \cdot 2\,100000 \cdot \pi \cdot d^4}{5 \cdot l'^2 \cdot 64},$$

l' ist hier die Knicklänge des Stabes, also die Entfernung der Querverbindungen voneinander.

$$l'^2 = \frac{10 \cdot 2\,100000 \cdot \pi \cdot d^4 \cdot 4}{5 \cdot 64 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot \sigma_e}$$

$$l'^2 = 262\,500 \cdot \frac{d^2}{\sigma_e}$$

$$\mathbf{l' = 512{,}4 \frac{d}{\sqrt{\sigma_e}}} \quad \ldots\ldots \quad (49)$$

(d ist in cm und σ_e in kg/cm² auszudrücken; dann erhält man l' in cm).

Nach den amtlichen Bestimmungen soll dieser Wert für $l' \lesseqgtr 30 \cdot d$ sein.

Beispiel VII.

Eine Betonstütze von quadratischem Querschnitt und 26 cm Seitenlänge ist durch 4 symmetrisch angeordnete Rundeisen von $d = 2{,}8$ cm Durchmesser verstärkt worden. Die achsial wirkende Druckkraft betrage:

$P = 25\,000$ kg und die Höhe der Stütze $l = 4{,}5$ m.

1. Wie groß sind die Spannungen beider Baustoffe?

Querschnittsfläche der Stütze

$$F_b = 26^2 = 676 \text{ cm}^2;$$

Querschnittsfläche der Einlagen (siehe Rundeisentabelle)

$$f_e = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 2{,}8^2}{4} = 24{,}63 \text{ cm}^2.$$

Druckkraft $P = 25\,000$ kg.

Dann ist die Beanspruchung des Betons nach Formel (46)

$$\sigma_b = \frac{25\,000}{676 + 15 \cdot 24{,}63} = \mathbf{24} \text{ kg/cm}^2$$

und die Beanspruchung des Eisens nach Formel (47)

$$\sigma_e = 15 \cdot 24 = \mathbf{360} \text{ kg/cm}^2.$$

Der ermittelten Betonspannung entspricht nach den amtlichen Bestimmungen eine Bruchfestigkeit von $10 \cdot 24 = 240$ kg/cm². Bei guter Betonmischung ist eine solche hohe Bruchfestigkeit in Anbetracht der ganz willkürlich gewählten Sicherheitszahl 10 als zulässig zu erachten. Ueberdies ist in dem entsprechenden Beispiel der amtlichen Bestimmungen eine Bruchfestigkeit von $10 \cdot 26{,}3 = 263$ kg/cm² ermittelt worden.

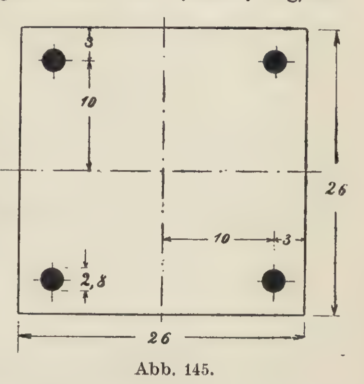


Abb. 145.

Die Anordnung der Einlagen ist zunächst ganz gleichgültig und erst bei der Berechnung der Knicksicherheit von Bedeutung.

2. Ist die Stütze knicksicher?

Das Trägheitsmoment des Betonquerschnitts berechnet sich zu

$$J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{26^4}{12} = 38\,081 \text{ cm}^4.$$

und das Trägheitsmoment der Einlagen zu

$$J_e = 4\left(\frac{\pi \cdot d^4}{64} + f_e' \cdot e^2\right).$$ [1])

Das äquatoriale Trägheitsmoment eines Eisenquerschnitts f_e':

$$\frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{\pi \cdot 2{,}8^4}{64} = 0{,}96 \text{ cm}^4$$

ist im Vergleich zu den anderen Größen so geringwertig, daß es von vornherein gestrichen werden kann; also

$$J_e = 4 f_e' \cdot e^2 = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 2{,}8^2}{4} \cdot 10^2 = 2463 \text{ cm}^4.$$ [2])

Dann berechnet sich diejenige Kraft, welche die Stütze ohne Gefahr einer Knickung aufzunehmen vermag, nach Formel (48) zu

$$P = \frac{14}{4{,}5^2}(38\,081 + 15 \cdot 2463) = \mathbf{51\,843} \text{ kg}.$$

Eine Knickgefahr der Stütze ist also ausgeschlossen, da die wirkliche Achsialkraft nur 25 000 kg beträgt. [3])

Nach den amtlichen Bestimmungen wäre in dem vorliegenden Beispiel eine Untersuchung in bezug auf Knicken gar nicht nötig gewesen, da die Stützlänge geringer ist als das 18 fache der kleinsten Querschnittsabmessung $\left(\frac{450}{26} = 17{,}3\right)$.

---

[1]) f_e' = Querschnittsfläche eines Stabes;
f_e = Gesamtquerschnittsfläche aller Stäbe.

[2]) Die Berechnung der Trägheitsmomente rechteckiger Querschnitte erfolgt in gleicher Weise. Die Achse des J_{min} liegt parallel zur größeren Seite.

[3]) Will man den vorhandenen Sicherheitsgrad ermitteln, so setzt man in die Formel

$$P = \frac{\pi^2}{s \cdot l^2} \cdot E_b\,(J_b + n \cdot J_e)$$

s als Unbekannte und findet

$$s = \frac{\pi^2}{P \cdot l^2} \cdot E_b\,(J_b + n \cdot J_e)$$

$$= \frac{10 \cdot 140\,000}{25\,000 \cdot 450^2}(38\,081 + 15 \cdot 2463) = \mathbf{21}.$$

3. Sind die Einlagen knicksicher?

Da der Durchmesser $d = 2{,}8$ cm und die ermittelte Eisenspannung $\sigma_e = 360$ kg/cm² beträgt, so ist die Entfernung der erforderlichen Querverbindungen nach Formel (49)

$$l' = 512{,}4 \cdot \frac{d}{\sqrt{\sigma_e}} = 512{,}4 \cdot \frac{2{,}8}{\sqrt{360}} = 75 \text{ cm.}$$

Man kann aber auch diesen Wert mit Rücksicht auf die Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen auf das amtlich zulässige Maß

$$l' = 30 \cdot d = 30 \cdot 2{,}8 = 84 \text{ cm}$$

erhöhen.

Für eine **Entwurfsbearbeitung** ist folgender Gedankengang maßgebend: Gegeben ist zumeist die Belastung P in kg sowie die Stützlänge l in cm. Man wähle dann auf Grund der amtlichen Bestimmungen einen Querschnitt, der eine Mindestseitenlänge von $\frac{l}{18}$ cm besitzt. Nunmehr dimensioniere man mit der Formel

$$P = \sigma_b \cdot F_b + n \cdot \sigma_b \cdot f_e,$$

setze für $\sigma_b = 20 - 25$ kg/cm²,

für $n = 15$

und für F_b einen Querschnitt von der Seitenlänge $s = \frac{1}{18}\, l$,

und man findet so den erforderlichen Querschnitt f_e. Für die Entfernung der Querverbindungen wählt man zweckmäßig

$$l' = 28 - 29\, d.$$

Für den quadratischen Querschnitt kann man bei Annahme einer Höchstspannung $\sigma_b = 25$ kg/cm² folgendermaßen vorgehen:

$$P = \sigma_b \cdot F_b + n \cdot \sigma_b \cdot f_e,$$

$$f_e = \frac{P - \sigma_b \cdot F_b}{n \cdot \sigma_b} \quad \ldots\ldots \quad (50)$$

$$F_b = \frac{P - n \cdot \sigma_b \cdot f_e}{\sigma_b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (51)$$

$$\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2,$$

$$n = 15,$$

$$F_b = \left(\frac{l}{18}\right)^2$$

$$f_e = \frac{P - 25\left(\frac{l}{18}\right)^2}{15 \cdot 25}$$

$$= \frac{P}{375} - \frac{l^2}{15 \cdot 324} \text{ (} P \text{ in kg, } l \text{ in cm)}$$

$$= \frac{P \cdot 1000}{375} - \frac{l^2 \cdot 100 \cdot 100}{15 \cdot 324},$$

$$f_e = \frac{8}{3} P - 2{,}1 \cdot l^2 \text{ (} P \text{ in t, } l \text{ in m)} \quad . \quad . \quad (52)$$

Für $\sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2$ ist

$$f_e = \frac{8}{3} P - 1{,}7 \cdot l^2 \text{ (} P \text{ in t, } l \text{ in m)} \quad . \quad . \quad (53)$$

Will man an Beton sparen, so muß der gewählte Eisenquerschnitt f_e ein entsprechend größerer sein; und umgekehrt ist der Flächenquerschnitt F_b zu vergrößern, wenn eine Ersparnis an Eisen erzielt werden soll.

Beispiel VIII.

Eine 4 m hohe Stütze sei durch eine Achsialkraft von $P = 20\,000$ kg auf Druck beansprucht. Welche Querschnittsabmessungen sind zweckmäßig zu wählen?

1. Bei Wahl eines quadratischen Querschnitts nimmt man zunächst

$$s = \frac{l}{18} = \frac{400}{18} = \mathbf{23} \text{ cm.}^{1)}$$

[1]) Es erübrigt sich also von vornherein eine Untersuchung auf Knicken.

Der erforderliche Eisenquerschnitt ist dann nach Formel (52)

$$f_e = \frac{8}{3} \cdot 20 - 2{,}1 \cdot 16 = \mathbf{19{,}7}\ \text{cm}^2.$$

Diesem Gesamteisenquerschnitt entsprechen laut Tabelle 4 Rundeisen von $d = 2{,}6$ cm Durchmesser. Die Anordnung dieser Eisen ist aus Abb. 146 ersichtlich.

Dann ist

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{529 + 15 \cdot 21{,}24} = \mathbf{23{,}6}\ \text{kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 23{,}6 = \mathbf{354}\ \text{kg/cm}^2.$$

Abb. 146.

[Die Größtbelastung ermittelt man nach Formel (48) zu

$$P = \frac{14}{16}\left[\frac{23^4}{12} + 15 \cdot 21{,}24 \cdot 9^2\right] = \mathbf{42\,980}\ \text{kg}.$$

Die Stütze ist also knicksicher.]

2. Zwecks Ersparnis an Betonmasse nehme man die Seitenlänge zu $s = 20$ cm an. Dann berechnet sich der erforderliche Eisenquerschnitt nach der Formel (50) zu

$$f_e = \frac{20\,000 - 25 \cdot 20^2}{15 \cdot 25} = 26{,}7\ \text{cm}^2.$$

Diesem Wert entsprechen laut Tabelle 4 Rundeisen von $d = 3{,}0$ cm Durchmesser. Es ist dann

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{400 + 15 \cdot 28{,}27} = \mathbf{24{,}3}\ \text{kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 24{,}3 = \mathbf{364{,}5}\ \text{kg/cm}^2.$$

Abb. 147.

Größtbelastung nach Formel (48):

$$P = \frac{14}{16}\left[\frac{20^4}{12} + 15 \cdot 28{,}27 \cdot 7{,}5^2\right] = \mathbf{32\,536}\ \text{kg}.$$

Die Stütze ist also knicksicher.

3. Zwecks Ersparnis an Eisenmaterial nehme man die Seitenlänge zu $s = 25$ cm an. Dann ist der erforderliche Eisenquerschnitt

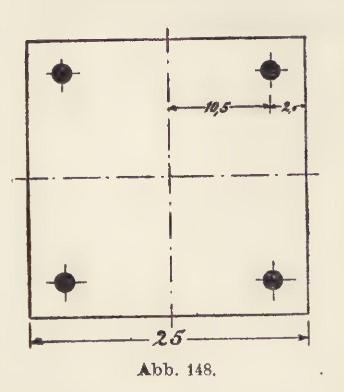


Abb. 148.

$$f_e = \frac{20000 - 25 \cdot 25^2}{15 \cdot 25}$$
$$= 11{,}7 \text{ cm}^2.$$

Es werden 4 Rundeisen von $d = 2{,}0$ cm Durchmesser genommen. Dann ist

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{625 + 15 \cdot 12{,}57}$$
$$= \mathbf{24{,}6} \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = 15 \cdot 24{,}6 = \mathbf{369} \text{ kg/cm}^2.$$

Größtbelastung nach Formel (48):

$$P = \frac{14}{16}\left[\frac{25^4}{12} + 15 \cdot 12{,}57 \cdot 10{,}5^2\right] = \mathbf{46\,631} \text{ kg}.$$

Die Stütze ist also knicksicher.

4. Es sollen 8 Rundeisen von $d = 1{,}5$ cm Durchmesser zur Verwendung kommen. Welcher Querschnitt F_b ist zu wählen?

$$f_e = 14{,}14 \text{ cm}^2$$

Nach Formel (51) ist

$$F_b = \frac{20\,000 - 15 \cdot 25 \cdot 14{,}14}{25}$$
$$= 588 \text{ cm}^2.$$

Seitenlänge

$$s = \sqrt{588} = \text{rd. } \mathbf{25} \text{ cm}.$$

Abb. 149.

Dann ist

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{625 + 15 \cdot 14{,}14} = 23{,}9 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_e = 15 \cdot 23{,}9 = 358{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Größtbelastung nach Formel (48):

$$P = \frac{14}{16}\left[\frac{25^4}{12} + 15 \cdot (6 \cdot 1{,}77) \cdot 10{,}5^2\right] = \mathbf{43\,815}\ \text{kg}.$$

Die Stütze ist also knicksicher.

Vorstehendes Beispiel zeigt auch, daß die Berechnung des σ_e vollkommen zwecklos ist, da ja der Höchstwert nie erreicht werden kann.

XIV. Die Berechnung der exzentrisch belasteten Stützen.

Bisher wurde angenommen, daß die Kraft P durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche geht. Greift nun P exzentrisch an, so ist zunächst (wie bei den Stützen aus homogenem Material) durch Rechnung festzustellen, ob der Angriffspunkt der Kraft noch innerhalb der Kernweite oder außerhalb derselben liegt. Im letzteren Falle sind die auftretenden Zugspannungen lediglich durch die Eiseneinlagen aufzunehmen.

Die Kerngrenze ist von jeder Schwerachse um

$$k = \frac{W_d}{F}\ \text{cm}$$

entfernt, in welche Formel für W_d das Widerstandsmoment des Querschnitts (bezogen auf die Druckseite) einzusetzen ist. Der Gesamtflächenwert F setzt sich zusammen aus dem Betonquerschnitt $b \cdot h$ und dem n-fachen Eisenquerschnitt $n\ (f_e + f_e')$; also

$$F = b \cdot h + n\,(f_e + f_e').$$

Bei unsymmetrischem Querschnitt (Abb. 150) ist zwecks Ermittlung der Widerstandsmomente zunächst die Lage des Schwerpunktes zu er-

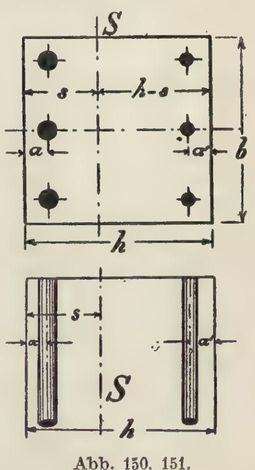


Abb. 150, 151.

mitteln, und zwar durch die Beziehung:

$$s = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n\,[f_e \cdot a + f_e'\,(h - a')]}{b \cdot h + n\,(f_e + f_e')}.$$

Das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, bezogen auf die gefundene Schwerachse $S\,S$, ist dann

$$J_s = \frac{b}{3}\,[s^3 + (h - s)^3] + n\,[f_e\,(s - a)^2 + f_e'\,(h - s - a')^2].$$

(Die äquatorialen Trägheitsmomente der Eisenquerschnitte sind für die Rechnung vollkommen belanglos und deshalb fortgelassen.)

Bei beiderseits symmetrischem Querschnitt wird

$$f' = f_e = \frac{F_e}{2},$$

$$a' = a;$$

dann ist

$$s = \frac{h}{2}$$

und

$$J_s = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot F_e \left(\frac{h}{2} - a\right)^2.$$

Bei dem symmetrischen Querschnitt, der für den einfachen Hochbau eigentlich nur in Frage kommt, berechnet sich die Kernweite k demnach zu

$$k = \frac{W_d}{F} = \frac{J_s \cdot 2}{F \cdot h} = \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot F} + \frac{2 \cdot n\,F_e \left(\frac{h}{2} - a\right)^2}{h \cdot F} \qquad (54)$$

Für die weitere Untersuchung soll eine Knickgefahr ausgeschlossen sein. Es sind also die Stützen derartig zu dimensionieren, daß ihre Höhe geringer als das 18 fache der kleinsten Querschnittseite ist (gemäß der amtlichen Vorschrift). Ebenso ordne man die Querverbände in Abständen von höchstens dem 30 fachen Betrage des Eisendurchmessers an.

Nach der Lage des Angriffspunktes von P sind 3 Fälle zu unterscheiden:

1. P greift im Kern an,
2. P greift auf der Kerngrenze an und
3. P greift außerhalb der Kernweite an.

Die Bezeichnungen für die nunmehr zu entwickelnden Formeln sind:

$F = b \cdot h$ = Gesamtquerschnitt in cm²,

f_e, f_e' = Querschnitt der gedrückten bezw. gezogenen Einlagen in cm²,

$F_e = f_e + f_e'$ in cm²,

a, a' = Abstand der Einlagen f_e und f_e' von der gedrückten bezw. gezogenen Seite in cm,

k = Kernweite in cm,

e = Exzentrizität, ausgedrückt in cm,

$\frac{E_b}{E_e} = n = 15$,

x = Abstand der Nullinie von der Druckseite in cm,

J_s = Trägheitsmoment, bezogen auf die Schwerachse, in cm⁴,

σ_d, σ_z = Beanspruchungen des Betons in kg/cm²

σ_e, σ_e' = „ „ Eisens „ „

a) Der Angriffspunkt von P liegt in Kernweite.

Die Exzentrizität e ist also kleiner als die Kernweite k. Die Nullinie wird außerhalb des Querschnitts zu liegen kommen.

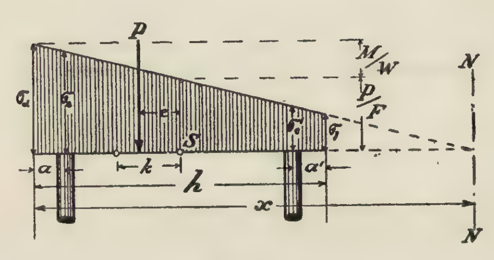


Abb. 152.

$$\sigma_d = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot e}{W_d} = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot e \cdot h}{2 \cdot J_s} \quad . \quad . \quad (55)$$

$$\sigma_z = \frac{P}{F} - \frac{P \cdot e}{W_d} = \frac{P}{F} - \frac{P \cdot e \cdot h}{2 \cdot J_s} \quad . \quad . \quad (56)$$

Dann sind die Eisenspannungen folgendermaßen zu ermitteln:

$$\frac{\sigma_d}{E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (x - a)$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_d \frac{x - a}{x}.$$

$$\frac{\sigma_d}{E_b} : x = \frac{\sigma_e'}{E_e} : (x - h + a')$$

$$\sigma_e' = n \cdot \sigma_d \frac{x - h + a'}{x}.$$

Nun ist

$$\sigma_d : x = \sigma_z : (x - h)$$

$$x = h \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_d - \sigma_z}.$$

Wird dieser Wert für x in die beiden ersten Formeln eingesetzt, so ergibt sich

$$\sigma_e = n \left[\frac{(\sigma_d - \sigma_z)(h - a)}{h} + \sigma_z \right] \quad . \quad . \quad (57)$$

und

$$\sigma_e' = n \left[\frac{(\sigma_d - \sigma_z) \cdot a'}{h} + \sigma_z \right] \cdot \quad . \quad . \quad . \quad (58)$$

Da aber die Einlagen niemals den zulässigen Höchstwert $\sigma = 1200$ kg/cm² erreichen können, ist eine praktische Verwertung der beiden letzten Formeln ausgeschlossen.

b) Der Angriffspunkt von P liegt auf der Kerngrenze.

Die Exzentrizität e ist also gleich der Kernweite k und beim symmetrischen Querschnitt

$$e = k = \frac{J_s \cdot 2}{F \cdot h}.$$

Dann ist

$$\sigma_d = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot k \cdot h}{J_s \cdot 2}$$

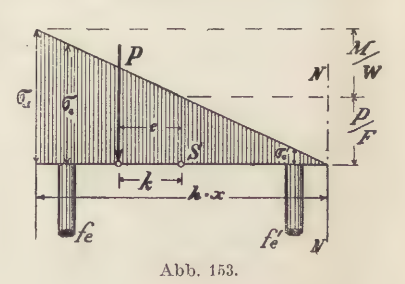


Abb. 153.

$$\sigma_d = \frac{2 \cdot P}{F} \quad \ldots \ldots \quad (59)$$

$$\sigma_z = \frac{P}{F} - \frac{P \cdot k \cdot h}{J_s \cdot 2} = 0.$$

Die Eisenspannungen sind dann, wenn $x = h$ gesetzt wird,

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_d \frac{h - a}{h} \quad \ldots \ldots \quad (60)$$

$$\sigma_e' = n \cdot \sigma_d \cdot \frac{a}{h} \quad \ldots \ldots \quad (61)$$

Es wird nur selten der Fall eintreten, daß P unmittelbar in der Kerngrenze angreift, weshalb die Formel für σ_d nur einen geringen praktischen Wert haben würde. Doch kann man sie auch dann mit Vorteil verwenden, sobald P in ziemlicher Nähe der Kerngrenze angreift, ganz gleich, ob innerhalb oder außerhalb des Kernes. Die Ungenauigkeit des Resultates ist nur gering.

c) Der Angriffspunkt von P liegt außerhalb der Kernweite.

Die Exzentrizität e ist also größer als die Kernweite k. Die Nullinie wird innerhalb des Querschnitts zu liegen kommen; also $x < h$.

Dann sind gemäß Abb. 154 folgende Beziehungen aufzustellen:

$$\frac{\sigma_d}{E_b} : x = \frac{\sigma_e}{E_e} : (x - a)$$

$$= \frac{\sigma_e'}{E_e} : (h - x - a).$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_d \cdot \frac{x - a}{x} \quad \ldots \quad (62)$$

$$\sigma_e' = n \cdot \sigma_d \cdot \frac{h - x - a}{x} \quad (63)$$

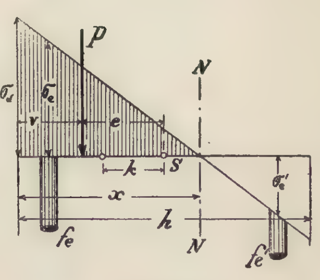


Abb. 154.

$$P = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_d + f_e (\sigma_e - \sigma_e'),$$

$$\boldsymbol{P = \sigma_d \left[\frac{b \cdot x}{2} + \frac{n f_e}{x} (2x - h)\right]} \quad . \; . \; . \quad (64)$$

$$P \cdot (x - v) = \sigma_d \cdot \frac{b \cdot x^2}{3} + f_e \cdot \sigma_e (x - a) - f_e' \cdot \sigma_e' (h - a - x).$$

Für die Ermittlung des Nullinienabstandes x ergibt sich aus letzter Gleichung nach Fortschaffung der σ-Werte folgende Beziehung:

$$\boldsymbol{\left.\begin{aligned} \frac{b}{3 \cdot n \cdot F_e} \cdot x^3 \mp \frac{b \cdot v}{n \cdot F_e} \cdot x^2 + (h \mp 2v) \cdot x \\ = 2a^2 + h^2 - h(2a \pm v). \end{aligned}\right\}} \quad . \; . \quad (65)$$

Liegt der Angriffspunkt von P innerhalb des Querschnitts, so gelten die oberen Vorzeichen; liegt er dagegen außerhalb des Querschnitts (z. B. bei Konsolen), so sind die unteren Vorzeichen zu nehmen. Die Lösung dieser Gleichung 3. Grades ist am zweckmäßigsten durch Versuchsrechnungen zu vollziehen.

Beispiel IX.

Eine Stütze aus Eisenbeton von nebengezeichnetem Querschnitt sei durch eine Kraft P exzentrisch belastet, und zwar sei

1. $P = 29\,000$ kg bei $e = 4{,}0$ cm Exzentrizität
2. $P = 20\,000$ „ „ $e = 7{,}5$ cm „
3. $P = 16\,000$ „ „ $e = 12$ cm „

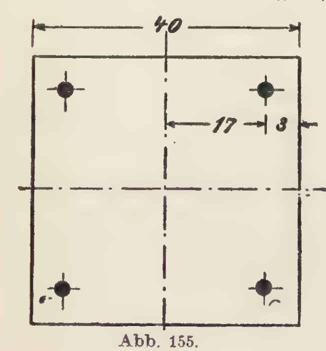


Abb. 155.

Die Verstärkung sei in jedem Falle gleich, und zwar 4 Rundeisen von je 2 cm Durchmesser; also $F_e = 12{,}56$ cm².

Wie groß sind die auftretenden Beton- und Eisenspannungen?

Gegebene Größen:

$b = h = 40$ cm,

$a = 3$ cm,

$F_e = 12{,}56$ cm².

Dann ist die Gesamtfläche

$$F = 40^2 + 15 \cdot 12{,}56 = \mathbf{1788}\ \text{cm}^2.$$

Das Trägheitsmoment J_s berechnet sich zu

$$J_s = \frac{40^2}{12} + 15 \cdot 12{,}56 \cdot 17^2$$

$$= \mathbf{267\,781}\ \text{cm}^4.$$

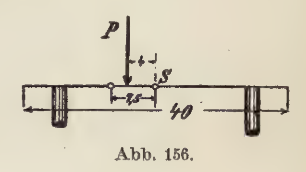


Abb. 156.

Die Kerngrenze beträgt nach Formel (54):

$$k = \frac{267\,781}{20 \cdot 1788} = \mathbf{7{,}5}\ \text{cm}.$$

1. $P = 29\,000$ kg, $e = 4{,}0$ cm.

$$\sigma_d = \frac{29000}{1788} + \frac{29000 \cdot 4{,}0 \cdot 40}{2 \cdot 267781} = \mathbf{24{,}9}\ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 55)},$$

$$\sigma_z = \frac{29000}{1788} - \frac{29000 \cdot 4{,}0 \cdot 40}{2 \cdot 267781} = \mathbf{7{,}5}\ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 56)},$$

$$\sigma_e = 15\left[\frac{(24{,}9 - 7{,}5)\,(40 - 3)}{40} + 7{,}5\right] = \mathbf{354}\ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 57)},$$

$$\sigma_e' = 15\left[\frac{(24{,}9 - 7{,}5) \cdot 3}{40} + 7{,}5\right] = \mathbf{132}\ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 58)}.$$

2. $P = 20\,000$ kg, $e = 7{,}5$ cm.

$$\sigma_d = \frac{2 \cdot 20\,000}{1788} = \mathbf{22{,}4}\ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 59)},$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 22{,}4 \cdot \frac{37}{40} = \mathbf{311}\ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 60)},$$

$$\sigma_e' = 15 \cdot 22{,}4 \cdot \frac{3}{40} = \mathbf{25}\ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 61)}.$$

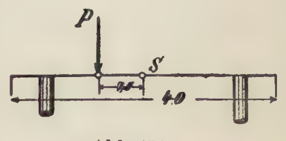


Abb. 157.

3. $P = 16\,000$ kg, $e = 12$ cm.

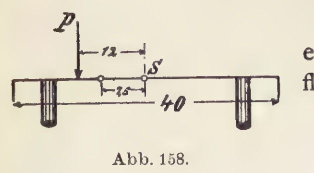


Abb. 158.

$$v = \frac{h}{2} - e = 8 \text{ cm};$$

es liegt also P noch in der Querschnittsfläche. Nach Formel (65) ist:

$$\frac{40}{3 \cdot 15 \cdot 12{,}56} \cdot x^3 - \frac{40 \cdot 8}{15 \cdot 12{,}56} \cdot x^2 + 24 \cdot x = 2 \cdot 3^2 + 40^2 - 40(6 + 8),$$

$$x^3 - 24x^2 + 339{,}12x = 14950,$$

$$x = 29{,}6 \text{ cm}.$$

Nach Formel (64) ist:

$$16\,000 = \sigma_d \left[\frac{40 \cdot 29{,}6}{2} + \frac{15 \cdot 6{,}28}{29{,}6}(59{,}2 - 40)\right],$$

$$\sigma_d = \mathbf{24{,}5} \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 24{,}5 \cdot \frac{29{,}6 - 3}{29{,}6} = \mathbf{330} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 62)},$$

$$\sigma_e' = 15 \cdot 24{,}5 \cdot \frac{40 - 29{,}6 - 3}{29{,}6} = \mathbf{92} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(Formel 63)}.$$

XV. Die Berechnung der Gewölbe.

Sollen die in einem Gewölbequerschnitt auftretenden Spannungen ermittelt werden, so sind für die Rechnung die gleichen Formeln maßgebend wie bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung. Da die Armierungen in der Regel symmetrisch zur Längsachse angeordnet sind, kann in bekannter Weise die Kerngrenze sowie das Widerstandsmoment eines Fugenquerschnitts bestimmt werden. Es ist dann neben der Kämpfer- und Scheitelfuge auch diejenige Fuge zu untersuchen, bei welcher die Stützlinie am weitesten über den Kernrand hinausfällt.

Die rein rechnerische Untersuchung einer Gewölbefuge ist folgendermaßen auszuführen:

Es sei gemäß Abb. 159:
G die Eigenlast des halben Gewölbes,
G_1 „ „ „ Gewölbes bis zur Fuge mn,
g „ Nutzlast einer Gewölbehälfte f. 1 lfd. m,
l „ Spannweite des Gewölbes,
f „ Pfeilhöhe „ „ ,
s der Abstand des Gewichtes G von Kämpfermitte,
s' „ „ „ „ G_1 „ „ .
x und y die Koordinaten des Druckpunktes der Fuge mn, bezogen auf Kämpfermitte.

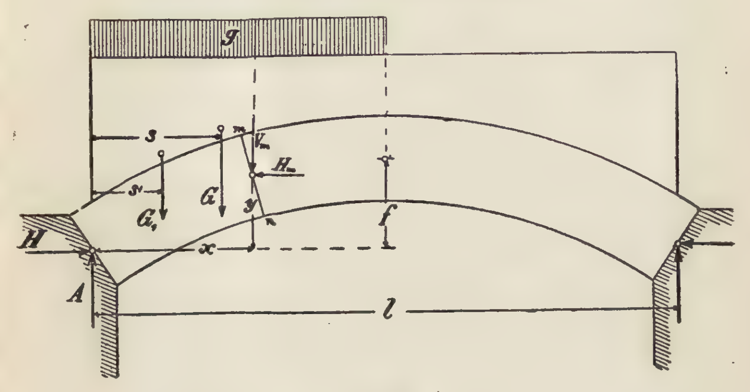


Abb. 159.

Es sei angenommen, daß die Stützlinie durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen geht und eine beiderseitige Auflast, aber einseitige Nutzlast vorhanden ist.

Dann berechnen sich die Komponenten des Kämpferdruckes zu:

$$A_1 = G \quad \text{(infolge Eigenlast)},$$

$$A_2 \cdot l - g \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{3}{4} l = 0,$$

$$A_2 = \frac{3}{8} g \cdot l \quad \text{(infolge Nutzlast)},$$

$$\mathbf{A = G + \frac{3}{8} g \cdot l.}$$

$$A \cdot \frac{l}{2} - H_1 \cdot f - G\left(\frac{l}{2} - s\right) = 0.$$

$$H_1 = \frac{A \cdot \frac{l}{2} - G \cdot \frac{l}{2} + Gs}{f},$$

$$H_1 = \frac{G \cdot s}{f} \quad \text{(infolge Eigenlast)},$$

$$H_2 \cdot f = A \cdot \frac{l}{2} - \frac{g \cdot l}{2} \cdot \frac{l}{4},$$

$$H_2 = \frac{1}{16} \frac{g \cdot l^2}{f} \quad \text{(infolge Nutzlast)},$$

$$\boldsymbol{H = \frac{1}{f}\left(G \cdot s + \frac{g \cdot l^2}{16}\right)}.$$

Betrachtet man nunmehr den links von Fuge mn liegenden Gewölbeteil, so werden die Horizontal- und Vertikalkomponente der für die Fuge maßgebenden Normalkraft folgendermaßen gefunden:

$$V_m = A - G_1 = G - G_1 \quad \text{(infolge Eigenlast)},$$

$$V_m = A - g \cdot x = g\left(\frac{3}{8} l - x\right) \quad \text{(infolge Nutzlast)},$$

$$\boldsymbol{V_m = G - G_1 + g\left(\frac{3}{8} l - x\right)}.$$

$$H_m = H = \frac{G \cdot s}{f} \quad \text{(infolge Eigenlast)},$$

$$H_m = H = \frac{g \cdot l^2}{16 \cdot f} \quad \text{(infolge Nutzlast)},$$

$$\boldsymbol{H_m = \frac{1}{f}\left(G \cdot s + \frac{g \cdot l^2}{16}\right)}.$$

Die Normalkraft für Fuge mn ist jetzt der Lage, Größe und Richtung nach gegeben. Das Biegungsmoment ist

$$M_x = A \cdot x - H \cdot y - G_1 (x - s') - \frac{g \cdot x^2}{2}.$$

Nunmehr kann zur Ermittlung der Beton- und Eisenspannungen nach den Regeln der exzentrischen Druckbeanspruchung geschritten werden.

Für die gewöhnlichen Fälle des Hochbaues genügt zumeist die Theorie der Drucklinienermittlung, welche die Annahme starrer, unbeweglicher Widerlager und die Vernachlässigung von Temperatureinflüssen zur Voraussetzung hat. Doch können die Formänderungen durch Temperaturwechsel unter Umständen recht gefahrvoll für die Stabilität des Gewölbes werden. Ebenso kann eine Beweglichkeit (Nachgiebigkeit) der Widerlager, von deren Standfestigkeit der Halt der Gewölbe in erster Linie abhängig ist, einen schnellzeitigen Bruch der letzteren herbeiführen.

Bei dünnen Mauerwänden kann der Seitenschub in Ermanglung geeigneter Widerlager zweckmäßig durch Zuganker aufgenommen werden (vergl. auch Abb. 71).

Anhang.

Eigengewichte von Baustoffen.

a) Vorschriften der Bauabteilung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. Mai 1890.

Erde und Lehm	1 600 kg/cbm
Kies	1 800 „
Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen[1]	1 600 „
„ „ porigen Steinen, je nach dem verfügbaren Material	1000 bis 1 200 „
Ziegelmauerwerk aus Lochsteinen	1 300 „
„ „ porigen Lochsteinen	900 „
Mauerwerk aus Schwemmsteinen	850 „
„ „ Kalkstein	2 600 „
„ „ Sandstein	2 400 „
„ „ Granit oder Marmor	2 700 „
Beton, je nach dem verfügbaren Steinmaterial	1800 bis 2 200 „
Basalt	3 200 „
Asphalt	1 500 „
Gips, gegossen	970 „
Schiefer	2 700 „
Glas	2 600 „
Tannenholz	600 „
Kiefernholz	650 „
Eichenholz	800 „
Buchenholz	750 „
Gußeisen	7 250 „
Schweißeisen	7 800 „
Flußeisen	7 850 „
Gewalzter Stahl und Flußstahl	7 860 „
Blei	11 370 „
Bronze	8 600 „
Kupfer	8 900 „
Zink, gegossen	6 860 „
„ gewalzt	7 200 „

b) Vorschriften der Berliner Bau-Polizei vom 21. Februar 1887.

Erde und Lehm	1 600 kg/cbm
Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen	1 600 „
„ „ porösen Steinen	1 300 „
„ „ porösen Lochsteinen	1 100 „
Sandsteinmauerwerk	2 400 „
Granit und Marmor	2 700 „
Kiefernholz	650 „
Eichenholz	800 „
Eisen	7 500 „
Beton	2 000 „

[1]) Klinkermauerwerk hat ein Gewicht von etwa 1800 kg/cbm.

c) Sonstige Annahmen.

	kg/cbm		kg/cbm
Bauschutt, trocken . . .	1350	Pflastersteine	2700
Gipsdielen	700	Rabitzputz	1400
Kalk, gebrannt	1000	Schlacken oder Koksasche .	600
Koks	300—500	Schlackenbeton	750
Mörtel (Kalk u. Sand)	1700—1800	Beton mit Eiseneinlage . .	2300

d) Gewichte von Ziegelmauern

einschl. 3 cm Putz.

Es wiegt 1 qm Wand-Mauerwerk:

	kg		kg
12 cm = $1/2$ Stein stark . .	250	64 cm = $2^1/_2$ Stein stark .	1050
25 „ = 1 „ „ . .	450	77 „ = 3 „ „ .	1250
38 „ = $1^1/_2$ „ „ . .	650	90 „ = $3^1/_2$ „ „ .	1450
51 „ = 2 „ „ . .	850	103 „ = 4 „ „ .	1650

Fachwand $1/2$ Stein stark, in Schwemmsteinen ausgemauert, von beiden Seiten verputzt . . . . 130 kg

Fachwand 1 Stein stark, in Schwemmsteinen ausgemauert, von beiden Seiten verputzt . . . . 280 „

Eisenfachwerk . . . . 250 „

Nutzlast der Zwischendecken.

(Vorschriften der Bauabteilung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. Mai 1890.)

Art der Nutzlast	kg/qm	Mittleres Gewicht zu lagernder Stoffe	kg/cbm
		Heu (und Stroh)	100
		Weizen	760
		Roggen	680
		Große Gerste	640
Nutzlast für Wohn- und kleine Dienstgebäude, ausschließlich etwaiger besonderer Belastung durch Akten usw.	250	Kleine Gerste	510
		Hafer	430
		Erbsen (Bohnen, Linsen) . .	850
Nutzlast für größere Geschäftsgebäude	400	Torf	600
		Braunkohlen	650
		Steinkohlen	900
Nutzlast für Versammlungssäle	400	Koks	450
		Eis	910
		Aktengerüste, Bücherschränke u. dgl.	500
		Hausmüll	660
		Mehl	700
		Gries	650
Nutzlast für Decken unter Durchfahrten oder befahrbaren Höfen, wenn nicht größere Einzellasten (z. B. Raddrücke) zu berücksichtigen sind	800	Hirse	850
		Rüb- und Leinsaat	650
Nutzlast für Treppen . . .	400	Kartoffeln	700
„ „ „ (B. B.-Polizei)	500	Zucker	750
Menschengedränge	400	In Säcken geschichtet, ist hiervon nur das $4/5$ fache zu rechnen.	

Die klein gedruckten Angaben sind nicht Gegenstand der oben genannten Vorschriften.

Biegungsmomente durchlaufender Träger auf 3, 4 und 5 gleich hohen und gleich weit entfernten Stützen frei liegend. Belastung gleichmäßig verteilt.

l = Feldweite in m;
x = Abstand eines Querschnitts vom linken Endauflager in m;
g = Eigengewichtslast in kg für 1 lfd. m;
p = Nutzlast in kg für 1 lfd. m.
K = Tabellenkoeffizient. (Die vertikale Symmetrieachse der Momentenflächen liegt in der Mitte des Trägersystems.)

$$\max M = (a \cdot g + b \cdot p) \cdot l^2. \qquad \min M = (a \cdot g + c \cdot p) \cdot l^2.$$

	$\frac{x}{l}$	**2 Felder** (3 Stützen)			**3 Felder** (4 Stützen)			**4 Felder** (5 Stützen)			$\frac{x}{l}$
		Einfluß von g	Einfluß von p +	Einfluß von p —	Einfluß von g	Einfluß von p +	Einfluß von p —	Einfluß von g	Einfluß von p +	Einfluß von p —	
		a	b	c	a	b	c	a	b	c	
Feld I	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0,1	+0,0325	0,03875	0,00625	+0,035	0,040	0,005	+0,03429	0,03964	0,00536	0,1
	0,2	+0,0550	0,06750	0,01250	+0,060	0,070	0,010	+0,05857	0,06929	0,01071	0,2
	0,3	+0,0675	0,08625	0,01875	+0,075	0,090	0,015	+0,07286	0,08893	0,01607	0,3
	0,4	**+0,0700**	**0,09500**	0,02500	**+0,080**	**0,100**	0,02	**+0,07714**	**0,09857**	0,02143	0,4
	0,5	+0,0625	0,09375	0,03125	+0,075	0,100	0,025	+0,07143	0,09822	0,02679	0,5
	0,6	+0,0450	0,08250	0,03750	+0,060	0,090	0,03	+0,05572	0,08786	0,03214	0,6
	0,7	+0,0175	0,06125	0,04375	+0,035	0,070	0,035	+0,03	0,0675	0,03750	0,7
	0,75	0	0,04688	0,04688							0,75
	0,7857							0	0,04209	0,04209	0,7857
	0,7887							−0,00117	0,04108	0,04225	0,7887

	0,7895				+ 0,00414	0,04362	0,03948				0,7895
	0,8	— 0,0200	0,03000	0,05000	0	0,04022	0,04022	— 0,00571	0,03738	0,04309	0,8
	0,85	— 0,0425	0,01523	0,05773	— 0,02125	0,02773	0,04898	— 0,02732	0,02484	0,05216	0,85
	0,9	— 0,0675	0,00611	0,07361	— 0,04500	0,02042	0,06542	— 0,05143	0,01629	0,06772	0,9
	0,95	— 0,0950	0,00138	0,09638	— 0,07125	0,01706	0,08831	— 0,07803	0,01393	0,09197	0,95
(Stütze B)	1,0	**— 0,1250**	0	**0,12500**	**— 0,1**	0,01667	**0,11667**	**— 0,10714**	0,0134	**0,12054**	1,0
Feld II	1,05				— 0,07625	0,01408	0,09033	— 0,0816	0,01163	0,09323	1,05
	1,1				— 0,055	0,00748	0,06248	— 0,05857	0,01455	0,07212	1,1
	1,15				— 0,03625	0,02053	0,05678	— 0,03803	0,02537	0,06340	1,15
	1,2				— 0,02	0,030	0,05	— 0,02	0,03	0,05	1,2
	1,2661							0	0,04882	0,04882	1,2661
	1,2764				0	0,050	0,05				1,2764
	1,3				+ 0,005	0,055	0,05	+ 0,00857	0,05678	0,04821	1,3
	1,4				+ 0,020	0,070	0,05	+ 0,02714	0,07357	0,04643	1,4
	1,5				**+ 0,025**	**0,075**	0,05	**+ 0,03572**	**0,08036**	0,04464	1,5
	1,6							+ 0,03429	0,07715	0,04286	1,6
	1,7							+ 0,02286	0,06393	0,04107	1,7
	1,7895							+ 0,00416	0,04363	0,03947	1,7895
	1,8							+ 0,00143	0,0417	0,04027	1,8
	1,8053							0	0,04092	0,04092	1,8053
	1,85							— 0,01303	0,03451	0,04754	1,85
	1,9							— 0,03	0,03105	0,06105	1,9
	1,95							— 0,04947	0,03173	0,0812	1,95
(Stütze C)	2,0							**— 0,07143**	0,03571	**0,10714**	2,0

Sind mehr als 4 Felder vorhanden, so genügt es, die Endfelder nach dem ersten und die anderen Felder nach dem zweiten Feld des durchlaufenden Balkens auf 5 Stützen zu berechnen.

Material- und Preistabelle für Kiesbeton.

Mischungsverhältnis Zement : Sand : Kies	1 cbm stark gestampfter Beton erfordert in Liter				
	Zement	Sand	Kies	Wasser (29 vH.)	
1 : 1 : 2	371	371	742	215	dicht
1 : 1,5 : 3	275	412	825	199	dicht
1 : 2 : 4	219	438	876	191	dicht
1 : 2,5 : 5	181	452	905	184	dicht
1 : 3 : 6	152	456	912	176	undicht
1 : 4 : 8	113	452	904	164	undicht
1 : 5 : 10	91	455	910	158	undicht
1 : 6 : 12	76	456	912	154	undicht

Mischungsverhältnis Zement : Sand : Kies	Wenn 1 cbm Sand kostet *M*	Wenn 1 cbm Kies kostet *M* 2,00					3,00					4,00				
		wenn 1 Tonne Zement kostet *M*														
		4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00
		so kostet 1 cbm stark gestampfter Beton (ohne Wasser) *M*														
1 : 1 : 2	2,00	13,28	16,17	18,96	21,75	24,54	14,13	16,92	19,73	22,50	25,29	14,87	17,60	20,45	23,24	26,03
	3,00	13,77	16,54	19,33	22,12	24,91	14,50	17,29	20,10	22,87	25,66	15,24	18,03	20,82	23,61	26,40

1 : 1,5 : 3	3,00	11,16	13,24	15,31	17,38	19,45	12,00	14,07	16,14	18,21	20,28	12,82	14,89	16,96	19,03	21,10
	4,00	11,57	13,65	15,72	17,79	19,86	12,41	14,48	16,55	18,62	20,69	13,23	15,30	17,37	19,44	21,51
	2,00	9,23	10,88	12,52	14,18	15,82	10,11	11,76	13,41	15,06	16,71	10,98	12,63	14,28	15,93	17,58
1 : 2 : 4	3,00	9,75	11,41	13,06	14,71	16,36	10,63	12,29	13,94	15,59	17,24	11,51	13,15	14,84	16,46	18,11
	4,00	10,29	11,95	13,60	15,25	16,90	11,16	12,83	14,48	16,13	17,78	12,05	13,69	15,36	17,00	18,65
	2,00	8,15	9,51	10,87	12,23	13,59	9,06	10,42	11,78	13,12	14,50	9,96	11,32	12,68	14,04	15,40
1 : 2,5 : 5	3,00	8,61	9,97	11,42	12,78	14,10	9,61	10,97	12,35	13,67	15,05	10,51	11,87	13,23	14,59	15,95
	4,00	9,06	10,42	11,96	13,32	14,60	10,15	11,51	12,89	14,21	15,59	11,05	12,41	13,77	15,13	16,49
	2,00	7,33	8,46	9,63	10,78	11,93	8,26	9,04	11,01	12,16	13,31	9,16	10,31	11,46	12,51	13,76
1 : 3 : 6	3,00	7,79	8,92	10,09	11,24	12,39	8,71	9,86	11,46	12,61	13,76	9,61	10,76	11,91	12,96	14,21
	4,00	8,24	9,37	10,54	11,69	12,84	9,17	10,31	11,92	13,07	14,02	10,07	11,22	12,37	13,72	14,67
	2,00	6,10	6,95	7,80	8,65	9,50	7,01	7,86	8,71	9,56	10,41	7,92	8,77	9,62	10,47	11,32
1 : 4 : 8	3,00	6,56	7,41	8,26	9,11	9,96	7,47	8,32	9,17	10,02	10,87	8,38	9,23	10,08	10,93	11,78
	4,00	7,01	7,86	8,71	9,56	10,41	7,92	8,77	9,62	10,47	11,32	8,83	9,68	10,53	11,38	12,23
	2,00	5,49	6,18	6,87	7,56	8,15	6,40	7,09	7,78	8,47	9,16	7,31	8,00	8,69	9,38	10,07
1 : 5 : 10	3,00	5,95	6,64	7,32	8,02	8,71	6,86	7,55	8,24	8,93	9,62	7,77	8,45	9,15	9,84	10,55
	4,00	6,40	7,09	7,78	8,47	9,16	7,31	8,00	8,69	9,38	10,07	8,22	8,91	9,60	10,29	10,95
	2,00	5,01	5,58	6,15	6,72	7,29	5,92	6,50	7,07	7,64	8,21	6,87	7,41	7,98	8,55	9,12
1 : 6 : 12	3,00	5,47	6,04	6,61	7,18	7,78	6,39	6,96	7,53	8,10	8,67	7,30	7,87	8,44	9 01	9,58
	4,00	5,92	6,47	7,06	7,63	8,23	6,84	7,41	7,98	8,54	9,12	7,74	8,32	8,88	9,46	10,03

Material- und Preistabelle für Schotterbeton.

Mischungsverhältnis Zement : Sand : Schotter	1 cbm stark gestampfter Beton erfordert in Liter				
	Zement	Sand	Schotter	Wasser (29 vH.)	
1 : 1 : 1,5	465	465	689	270	dicht
1 : 1,5 : 2	365	547	730	264	dicht
1 : 2 : 3	283	566	848	246	dicht
1 : 2,5 : 3,75	257	592	889	240	dicht
1 : 3 : 4,5	198	594	886	230	undicht
1 : 4 : 6	149	596	894	216	undicht
1 : 5 : 7,5	119	595	893	207	undicht
1 : 6 : 9	99	594	891	201	undicht

Mischungsverhältnis Zement : Sand : Schotter	Wenn 1 cbm Sand kostet *M*	Wenn 1 cbm Schotter kostet *M*														
		3,00					4,00					5,00				
		wenn 1 Tonne Zement kostet *M*														
		4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00
		so kostet 1 cbm stark gestampfter Beton (ohne Wasser) *M*														
	2,00	17,04	20,55	24,06	27,67	31,08	17,73	21,24	24,75	28,26	31,77	18,42	21,93	25,44	28,95	32,46
1 : 1 : 1,5	3,00	17,50	21,01	24,52	28,03	31,53	18,19	21,71	25,22	28,73	32,24	18,89	22,40	25,90	29,41	32,92

1 : 1,5 : 2	2,00	14,28	17,03	19,78	22,53	25,28	14,91	17,76	20,51	23,26	26,01	15,75	18,49	21,24	23,99	26,74
	3,00	14,83	17,58	20,33	23,08	25,83	15,56	18,31	21,06	23,81	26,56	16,29	19,04	21,79	24,54	27,29
	4,00	13,37	18,12	20,87	23,62	26,36	16,10	18,85	21,60	24,35	27,09	16,83	19,59	22,33	25,08	27,82
1 : 2 : 3	2,00	12,38	14,51	16,64	18,77	20,90	13,23	15,36	17,49	19,62	21,75	14,08	16,21	18,34	20,47	22,60
	3,00	12,94	15,08	17,21	19,34	21,47	13,79	15,92	18,05	20,18	22,31	14,64	16,77	18,90	21,03	23,15
	4,00	13,51	15,64	17,77	19,90	21,97	14,36	16,49	18,62	20,75	22,82	15,21	17,34	19,47	21,60	23,67
1 : 2,5 : 3,75	2,00	11,06	12,84	14,62	16,40	18,18	11,95	13,73	15,51	17,29	19,07	12,84	14,62	16,40	18,18	19,96
	3,00	11,69	13,47	15,25	17,03	18,81	12,58	14,36	16,14	17,92	19,70	13,47	15,25	17,03	18,81	20,59
	4,00	12,33	14,11	15,79	17,67	19,43	13,22	15,00	16,78	18,56	20,34	14,10	15,88	17,56	19,44	21,22
1 : 3 : 4,5	2,00	9,86	11,36	12,86	14,36	15,86	10,75	12,25	13,75	15,25	16,75	11,63	13,13	14,63	16,13	17,63
	3,00	10,45	11,95	13,45	14,95	16,45	11,34	12,84	14,34	15,84	17,34	12,23	13,73	15,23	16,73	18,23
	4,00	11,05	12,55	14,05	15,55	17,05	11,93	13,43	14,93	16,43	17,93	12,82	14,32	15,82	17,32	18,82
1 : 4 : 6	2,00	8,35	9,47	10,59	11,71	12,83	9,24	10,36	11,48	12,60	13,72	10,14	11,26	12,38	13,50	14,62
	3,00	8,95	10,07	11,19	12,31	13,43	9,84	10,96	12,08	13,20	14,32	10,73	11,85	12,97	14,09	15,21
	4,00	9,54	10,66	11,79	12,91	14,02	10,44	11,56	12,68	13,80	14,92	11,33	12,45	13,57	14,69	15,81
1 : 5 : 7,5	2,00	7,49	8,39	9,29	10,19	11,09	8,38	9,28	10,18	11,08	11,98	9,28	10,18	11,08	11,98	12,88
	3,00	8,09	8,99	9,89	10,79	11,69	8,98	9,88	10,78	11,68	12,58	9,87	10,77	11,67	12,57	13,47
	4,00	8,68	9,58	10,48	11,38	12,28	9,57	10,47	11,37	12,27	13,17	10,47	11,37	12,27	13,17	14,07
1 : 6 : 9	2,00	6,86	7,61	8,36	9,11	9,86	7,75	8,50	9,25	10,00	10,75	8,64	9,38	10,14	10,89	11,64
	3,00	7,45	8,20	8,95	9,70	10,45	8,35	9,10	9,85	10,60	11,35	9,24	9,99	10,74	11,49	12,24
	4,00	8,05	8,80	9,54	10,30	11,05	9,94	9,69	10,44	11,19	11,94	9,83	10,58	11,33	12,08	12,83

Rundeisentabell

Durchmesser in cm	Gewicht f. 1 lfd. m in kg	Umfang $d \cdot \pi$ in cm	Stückzahl (Querschni										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,2	0,024	0,63	0,03	0,06	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,3
0,3	0,055	0,94	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,64	0,70	0,7
0,4	0,098	1,26	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,00	1,13	1,26	1,3
0,5	0,154	1,57	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96	2,1
0,6	0,222	1,89	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	3,1
0,7	0,302	2,20	0,38	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,70	3,08	3,47	3,85	4,2
0,8	0,395	2,51	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	5,5
0,9	0,499	2,83	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	7,0
1,0	0,617	3,14	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,06	7,85	8,6
1,1	0,746	3,46	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50	10,4
1,2	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	12,4
1,3	1,042	4,08	1,33	2,66	3,99	5,32	6,65	7,98	9,31	10,64	11,97	13,30	14,6
1,4	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,86	15,40	16,9
1,5	1,387	4,71	1,77	3,54	5,31	7,08	8,85	10,62	12,39	14,14	15,93	17,70	19,4
1,6	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	22,1
1,7	1,782	5,34	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70	24,9
1,8	1,998	5,65	2,54	5,08	7,62	10,16	12,70	15,24	17,78	20,32	22,86	25,40	27,9
1,9	2,226	5,97	2,84	5,68	8,52	11,36	14,20	17,05	19,88	22,72	25,56	28,40	31,2
2,0	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	34,5
2,1	2,719	6,60	3,46	6,92	10,38	13,84	17,30	20,76	24,22	27,68	31,14	34,60	38,0
2,2	2,984	6,91	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	41,8
2,3	3,261	7,23	4,15	8,30	12,45	16,60	20,75	24,90	29,05	33,20	37,35	41,50	45,6
2,4	3,551	7,54	4,52	9,04	13,56	18,08	22,60	27,12	31,64	36,16	40,68	45,20	49,7
2,5	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	54,0
2,6	4,168	8,17	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,48	47,79	53,10	58,4
2,7	4,495	8,48	5,73	11,46	17,19	22,92	28,65	34,38	40,11	45,84	51,57	57,30	63,0
2,8	4,834	8,80	6,16	12,32	18,48	24,63	30,80	36,96	43,12	49,28	55,44	61,60	67,7
2,9	5,185	9,11	6,61	13,22	19,83	26,44	33,05	39,66	46,27	52,88	59,49	66,10	72,7
3,0	5,549	9,42	7,07	14,14	21,21	28,28	35,35	42,42	49,49	56,56	63,63	70,70	77,7
3,2	6,313	10,05	8,04	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36		
3,4	7,127	10,68	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,64	81,72		
3,6	7,990	11,31	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62		
3,8	8,903	11,94	11,34	22,68	34,02	45,36	56,40	68,04	79,38	90,72	102,06		
4,0	9,865	12,57	12,57	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,56	113,13		

lußeisen).

sgedrückt in cm²):

12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	Durchmesser in cm
,38	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63	0,66	0,69	0,72	0,75	0,79	0,2
,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,48	1,56	1,63	1,70	1,77	0,3
,51	1,63	1,76	1,89	2,01	2,14	2,26	2,39	2,52	2,64	2,77	2,89	3,02	3,15	0,4
,35	2,55	2,74	2,94	3,14	3,33	3,53	3,72	3,92	4,12	4,31	4,51	4,70	4,90	0,5
3,40	3,68	3,96	4,25	4,53	4,81	5,09	5,38	5,66	5,94	6,23	6,51	6,79	7,08	0,6
4,62	5,01	5,39	5,78	6,16	6,55	6,93	7,32	7,70	8,09	8,47	8,86	9,24	9,63	0,7
6,04	6,54	7,04	7,55	8,05	8,55	9,05	9,56	10,06	10,56	11,07	11,57	12,07	12,58	0,8
7,63	8,27	8,90	9,54	10,18	10,81	11,45	12,08	12,72	13,36	13,99	14,63	15,26	15,90	0,9
9,42	10,21	10,99	11,78	12,56	13,35	14,13	14,92	15,70	16,49	17,27	18,06	18,84	19,63	1,0
1,40	12,35	13,30	14,25	15,20	16,15	17,10	18,05	19,00	19,95	20,90	21,85	22,80	23,75	1,1
3,56	14,69	15,82	16,95	18,08	19,21	20,34	21,47	22,60	23,73	24,86	25,99	27,12	28,25	1,2
5,96	17,29	18,62	19,95	21,28	22,61	23,94	25,27	26,60	27,93	29,26	30,59	31,92	33,25	1,3
8,48	20,02	21,56	23,10	24,64	26,18	27,72	29,26	30,80	32,34	33,88	35,42	36,96	38,50	1,4
1,24	23,01	24,78	26,55	28,32	30,09	31,86	33,63	35,40	37,17	38,94	40,71	42,48	44,25	1,5
4,12	26,13	28,14	30,15	32,16	34,17	36,18	38,19	40,20	42,21	44,22	46,23	48,24	50,25	1,6
7,24	29,51	31,78	34,05	36,32	38,59	40,86	43,13	45,40	47,67	49,94	52,21	54,48	56,75	1,7
0,48	33,02	35,56	38,10	40,64	43,18	45,72	48,26	50,80	53,34	55,88	58,42	60,96	63,50	1,8
4,08	36,92	39,76	42,60	45,44	48,28	51,12	53,96	56,80	59,64	62,48	65,32	68,16	71,00	1,9
7,68	40,82	43,96	47,10	50,24	53,38	56,52	59,66	62,80	65,94	69,08	72,22	75,36	78,50	2,0

12	13	14
1,52	44,98	48,44
5,60	49,40	53,20
9,80	53,95	58,10
4,24	58,76	63,28
8,92	63,83	68,74
3,72	69,03	74,34
8,76	74,49	80,22
3,92	80,08	86,24
9,32	85,93	92,54
4,84	91,91	98,98

Band- und Stangeneisen.

d = Stärke, b = Breite in mm.

d =	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	20
b	Gewicht in kg/m (Schweißeisen). [Für Flußeisen $G \times 1{,}0064$.]																
25	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,17	1,37	1,56	1,76	1,95	2,15	2,34	2,54	2,73	2,93	3,12	3,90
30	0,23	0,47	0,70	0,94	1,17	1,40	1,64	1,87	2,11	2,34	2,57	2,81	3,04	3,28	3,51	3,74	4,68
35	0,27	0,55	0,82	1,09	1,37	1,64	1,91	2,18	2,46	2,73	3,00	3,28	3,55	3,82	4,10	4,37	5,46

d =	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20
40	1,25	1,56	1,87	2,18	2,50	2,81	3,12	3,43	3,74	4,37	4,99	5,62	6,24
45	1,40	1,76	2,11	2,46	2,81	3,16	3,51	3,86	4,21	4,91	5,62	6,32	7,02
50	1,56	1,95	2,34	2,73	3,12	3,51	3,90	4,29	4,68	5,46	6,24	7,02	7,80
55	1,72	2,15	2,57	3,00	3,43	3,86	4,29	4,72	5,15	6,01	6,86	7,72	8,58
60	1,87	2,34	2,81	3,28	3,74	4,21	4,68	5,15	5,62	6.55	7.49	8,42	9,36
65	2,03	2,54	3.04	3.55	4.06	4,56	5,07	5,58	6,08	7,10	8,11	9,13	10,14
70	2,18	2.73	3,28	3,82	4,37	4,91	5,46	6,01	6,55	7,64	8,74	9,83	10,92
75	2,34	2,93	3,51	4,10	4,68	5,27	5,85	6,44	7,02	8,19	9,36	10,53	11,70
80	2,50	3,12	3,74	4,37	4,99	5,62	6,24	6,86	7,49	8,74	9,98	11,23	12,48
85	2,65	3,32	3,98	4,64	5,30	5,97	6,63	7,29	7,96	9,28	10,61	11,93	13,26
90	2,81	3,51	4,21	4,91	5,62	6,32	7,02	7,72	8,42	9,83	11,23	12,64	14,04
95	2,96	3,71	4,45	5,19	5,93	6,67	7,41	8,15	8,89	10,37	11,86	13,34	14,82
100	3,12	3,90	4,68	5,46	6,24	7,02	7,80	8,58	9,36	10,92	12,42	14,04	15,60

Schubkräfte durchlaufender Träger auf 3 und 4 gleich hohen und gleich weit entfernten Stützen frei liegend. Belastung gleichmäßig verteilt
(vergl. Seite 156).

	$\frac{x}{l}$	**2 Felder** (3 Stützen) Einfluß von g	Einfluß von p +	–	**3 Felder** (4 Stützen) Einfluß von g	Einfluß von p +	–	$\frac{x}{l}$
		α	β	γ	α	β	γ	
Feld I	0,0	+ 0,375	+ 0,4375	– 0,0625	+ 0,4	+ 0,4500	– 0,0500	0,0
	0,1	+ 0,275	+ 0,3437	– 0,0687	+ 0,3	+ 0,3560	– 0,0563	0,1
	0,2	+ 0,175	+ 0,2624	– 0,0874	+ 0,2	+ 0,2752	– 0,0752	0,2
	0,3	+ 0,075	+ 0,1932	– 0,1182	+ 0,1	+ 0,2065	– 0,1065	0,3
	0,375	0	+ 0,1491	– 0,1491				
	0,4	– 0,025	+ 0,1359	– 0,1609	0	+ 0,1496	– 0,1496	0,4
	0,5	– 0,125	+ 0,0898	– 0,2148	– 0,1	+ 0,1042	– 0,2042	0,5
	0,6	– 0,225	+ 0,0544	– 0,2794	– 0,2	+ 0,0694	– 0,2694	0,6
	0,7	– 0,325	+ 0,0287	– 0,3537	– 0,3	+ 0,0443	– 0,3443	0,7
	0,75	– 0,375	+ 0,0193	– 0,3943				
	0,8	– 0,425	+ 0,0119	– 0,4369	– 0,4	+ 0,0280	– 0,4280	0,8
	0,85	– 0,475	+ 0,0064	– 0,4814				
	0,9	– 0,525	+ 0,0027	– 0,5277	– 0,5	+ 0,0193	– 0,5191	0,9
	0,95	– 0,575	+ 0,0007	– 0,5757				
	1,0	– 0,625	0	– 0,6250	– 0,6	+ 0,0167	– 0,6167	1,0
Feld II	1,0				+ 0,5	+ 0,5833	– 0,0833	1,0
	1,1				+ 0,4	+ 0,4870	– 0,0870	1,1
	1,2				+ 0,3	+ 0,3991	– 0,0991	1,2
	1,3				+ 0,2	+ 0,3210	– 0,1210	1,3
	1,4				+ 0,1	+ 0,2537	– 0,1537	1,4
	1,5				0	+ 0,1979	– 0,1979	1,5

Die Schubkraftfläche ist symmetrisch zur Mittelachse.

$$\max V = (\alpha \cdot g + \beta \cdot p) \cdot l$$

$$\min V = (\alpha \cdot g + \gamma \cdot p) \cdot l$$

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.

Nachtrag.

Ergänzungen des Leitfadens

infolge Herausgabe

der neuen Beton-Vorschriften 1907.[1])

Infolge Ministerialerlaß vom 24. Mai 1907 sind die „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten" in neuer, veränderter Gestalt erschienen. Sowohl die unter I gegebenen allgemeinen Vorschriften als auch die unter II und III gegebenen Leitsätze für die statische Berechnung haben mancherlei Veränderungen und Ergänzungen erfahren, welche im folgenden systematisch zusammengestellt sind.[2])

I. Allgemeine Vorschriften.

Was zunächst die **baupolizeiliche Vorprüfung** anlangt, so hat die Behörde, falls sich der Bauherr oder Unternehmer erst im Verlauf der Ausführung des Baues für die Eisenbetonbauweise entscheidet, darauf zu halten, daß die Unterlagen

[1]) Zu beziehen durch die Verlagsbuchhandlung Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90. Preis der amtl. Ausgabe 60 Pf.

[2]) Zum Vergleich der alten und neuen Bestimmungen dürfte es sich empfehlen, alle in der Folge gegebenen neuen bezw. umgeänderten Paragraphen dem Worttext nach in der neuen amtlichen Ausgabe zu unterstreichen. Was übrig bleibt, also nicht unterstrichen ist, hat seine Gültigkeit von der alten amtlichen Ausgabe her behalten.

(Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen) für die Prüfung der in Eisenbeton auszuführenden Bauteile rechtzeitig vor dem Beginn ihrer Ausführung beigebracht werden. Mit der Ausführung darf in keinem Fall vor erteilter Genehmigung begonnen werden (§ 1, $_1$).[1]) (Nach den alten Bestimmungen sollten in derartigen Fällen die Unterlagen für die Prüfung nachträglich beigebracht werden.)

In der Beschreibung ist auch der Wasserzusatz sowie die Druckfestigkeit, die der zu verwendende Beton aus den auf der Baustelle zu entnehmenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis nach 28 Tagen in Würfelkörpern von 30 cm Seitenlänge erreichen soll, anzugeben (§ 1, $_2$). Vergl. S. 41.

Die Vorlagen sind nunmehr auch von dem Unternehmer, der den Entwurf aufgestellt hat (also nicht nur von demjenigen, der die Ausführung bewirkt), zu unterschreiben. Ein Wechsel in der Person des ausführenden Unternehmers ist der Polizeibehörde sofort mitzuteilen (§ 1, $_4$).

Betreffs statischer Berechnungen wird in § 3, $_1$ auch auf das Berechnungsverfahren mit Beispielen in Abschnitt III hingewiesen. Bei verlangten Probeausführungen sind die Belastungsversuche bis zum Bruche durchzuführen (§ 3, $_2$). Vergl. S. 66.

Die für die Prüfung bestimmten Würfelkörper sollen, wie schon erwähnt, durchweg 30 cm Seitenlänge erhalten (§ 4, $_2$). [Nach den alten Bestimmungen konnte je nach Korngröße des Zuschlages 20 oder 30 cm Seitenlänge gewählt werden.] Vergl. S. 41.

Die **Mischung des Betons** hat stets (früher „in der Regel“) nach Gewichtseinheiten zu erfolgen; als Einheit hat der Sack = 57 kg oder das Faß = 170 kg Zement zu gelten. [Vergl. S. 17 u. 24.] Die Zuschläge können entweder zugewogen oder in Gefäßen zugemessen werden, deren Inhalt

[1]) Die Paragraphbezeichnungen beziehen sich auf die neuen Bestimmungen.

vorher so zu bestimmen ist, daß sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht (§ 1, 3). Vergl. S. 28.

Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß das Einbringen des Betons und das Einstampfen zwischen den Eiseneinlagen und zwischen der Schalung und den Eiseneinlagen noch mit Sicherheit und ohne Verschiebung der Eisen möglich ist (§ 2, 3). Vergl. S. 29.

Von der Raumbeständigkeit und Bindezeit des Portlandzements hat sich der Ausführende durch eigene Proben zu überzeugen (§ 2, 2). Vergl. S. 18 u. 20.

Die **Verarbeitung des Betons** muß vor Beginn des Abbindens beendet sein (§ 5, 1). Vergl. S. 53.

Die Betonmasse darf bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler oder nasser Witterung nicht länger als 2 Stunden unverarbeitet liegen bleiben. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaufeln (§ 5, 2). Vergl. S. 54.

Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden (§ 9, 1). Vergl. S. 57.

Die Verarbeitung der eingebrachten Betonmasse muß stets ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden (§ 5, 3).

Die Verdichtung der Betonmasse durch Stampfen hat in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße zu erfolgen (§ 5, 4). Vergl. S. 55.

Unmittelbar vor Aufbringen neuer Betonmasse muß erhärteter Beton mit einem dünnen Zementbrei eingeschlemmt werden (§ 7, 2). Vergl. S. 56.

Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung in dem höheren Geschoß erst nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den darunter liegenden Geschossen [früher „erst nach Abnahme des darunter liegenden Geschosses"] begonnen werden. Von der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoß ist der Baupolizeibehörde mindestens 3 Tage vorher Nachricht zu geben (§ 8). Vergl. S. 57.

Die Eiseneinlagen sind vor der Verwendung sorgfältig von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daß die Einlagen die richtige Lage und Entfernung voneinander sowie die vorgesehene Form erhalten, durch besondere Vorkehrungen in ihrer Lage festgehalten und dicht mit besonderer, entsprechend feinerer Betonmasse umkleidet werden. Liegen in Balken die Eisen in mehreren Lagen übereinander, so ist jede Lage für sich zu umkleiden. Unterhalb der Eiseneinlagen muß in Balken noch eine Betonstärke von mindestens 2 cm, in Platten von mindestens 1 cm vorhanden sein (§ 6, 1). Vergl. S. 42 u. 61.

Beim **Einschalen** muß auf ausreichende Festigkeit gegen die Einwirkungen des Stampfens Rücksicht genommen werden. Zu den Stützen sind tunlichst nur ungestoßene Hölzer zu verwenden. Sind Stöße unvermeidlich, so müssen die Stützen an den Stoßstellen fest und sicher verbunden werden (§ 6, 2). Vergl. S. 47.

Verschalungen von Säulen sind so anzuordnen, daß das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schließenden Seite erfolgen und genau beobachtet werden kann (§ 6, 3). Vergl. S. 52.

Von der Beendigung der Einschalung und dem beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten in jedem einzelnen Geschosse ist der Baupolizeibehörde mindestens 3 Tage vorher Anzeige zu machen (§ 6, 4). Vergl. S. 62.

Beim **Ausschalen** ist folgendes zu beachten:

Die Fristen, die zwischen der Beendigung des Einstampfens und der Entfernung der Schalungen und Stützen liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung der Balken, die Einschalung der Stützen, sowie die Schalung von Deckenplatten darf nicht vor Ablauf von 8 Tagen, die Stützung der Balken nicht vor Ablauf von 3 Wochen beseitigt werden. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu 6 Wochen zu verlängern (§ 10, 2). Vergl. S. 59.

Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen so weit fortgeschritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen (§ 10, $_3$). Vergl. S. 57.

Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen (Keile, Sandtöpfe und dergl.) Erschütterungen vermieden werden (§ 10, $_6$). Vergl. S. 59.

Vor der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeihehörde rechtzeitig, und zwar mindestens 3 Tage vorher Anzeige zu machen (§ 10, $_7$). Vergl. S. 62.

Probebelastungen sollen erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden (§ 12, $_3$).

Bei der Probebelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermaßen zu verfahren: Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit g das Eigengewicht und mit p die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von

$$0{,}5\,g + 1{,}5\,p$$

nicht übersteigen. Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/qm können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in Deckenmitte auf einen Streifen gleichmäßig zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite $^1/_3$ der Spannweite, mindestens aber 1 m ist. Die Auflast soll hierbei den Wert von

$$g + 2p$$

nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fußböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die späterhin aufgeführten erhöhten Werte (§ 12, $_4$). Vergl. S. 64.

Bei Probebelastungen von Stützen ist ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Maß überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten (§ 12, $_5$). Vergl. S. 65.

II. Leitsätze für die statische Berechnung.

Was zunächst die Ermittlung der äußeren Kräfte anlangt, so weisen die neuen Bestimmungen folgende Aenderungen und Ergänzungen auf:

Bei Anwendung der Regeln des durchgehenden Trägers ist freie Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen vorauszusetzen. Nimmt man — zwecks Vereinfachung der Rechnung — das Biegungsmoment in den Feldmitten zu $\frac{Q \cdot l}{10}$ an (vergl. S. 86), so soll das negative Biegungsmoment über den Stützen mit $\frac{Q \cdot l}{8}$ in Rechnung gesetzt werden. Solche vereinfachte Rechnung ist nur dann statthaft, wenn die Platten oder Balken überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen (§ $14,_3$). Vergl. S. 87.

Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als 3 Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/m² ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen (§ $14,_5$). Vergl. die Tabellen S. 196 bis 197 und S. 204.

Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn $L < 1{,}5\, l$ (Abb. 69, S. 90) nach der Formel

$$M = \frac{p \cdot l^2}{12}$$

berechnet werden.[1]) Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen (§ $14,_7$). Vergl. S. 91.

---

[1]) Was den erforderlichen Eisenquerschnitt f_e anlangt, so bezieht sich das Biegungsmoment $\frac{p\, l^2}{12}$ natürlich auf die Breitenspannweite l. Die Längseisen können geringere, etwa im umgekehrten Verhältnis der Länge und Breite der Decke stehende Stärken erhalten. (Vergl. Beispiel 5 der neuen Bestimmungen.)

Die rechnungsmäßig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen (§ 14, 8). Vergl. S. 10.

Was die Ermittlung der inneren Kräfte betrifft, so ist das Elastizitätsverhältnis

$$n = 15$$

geblieben; ebenso bleibt die Anwendung des Hookeschen Elastizitätsgesetzes statthaft (vergl. S. 95).

Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist nachzuweisen, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird (§ 15, 3). Vergl. S. 97.

Die Haftspannung ist stets nachzuweisen (§ 15, 5). Der Abstand der Querverbände der Stützeneinlagen muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das 30fache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen (§ 15, 6).

Die **zulässigen Spannungen**[1]) sind folgende:

Druckspannung des Betons

bei Biegung . σ_b (σ_{bd}) = $^1/_6$ der Druckfestigkeit (früher $^1/_5$),
bei achsialem Druck σ_b = $^1/_{10}$ „ „

Zugspannung des Betons

bei Biegung . . . σ_{bz} = $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit (bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis),
= $^2/_3$ der Zugfestigkeit (durch Versuche nachzuweisen).

Schub- und Haftspannung des Betons

$$\tau_0 = \tau_1 \begin{cases} = 4{,}5\,\text{kg/cm}^2 \text{ (bei fehlendem Schubfestigkeitsnachweis)}, \\ = {}^1/_5 \text{ d. Schubfestigkeit (durch Versuche nachzuweisen).} \end{cases}$$

Zug- und Druckspannung des Eisens[2]) σ_e = **1000 kg/cm²** (früher = 1200 kg/cm²).

Geforderte Knicksicherheit der Stützeneinlagen = 5.

---

[1]) Vergl. S. 79. — [2]) Vergl. S. 82.

Ist beispielsweise laut § 1, 2 eine Druckfestigkeit von 250 kg/cm² festgestellt worden, so wäre bei einem Biegungskörper

$$\sigma_{bd} = \frac{250}{6} = \text{rd. } 42 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_{bz} = \frac{250}{10} = 25 \text{ kg/cm}^2.$$

(Dieser Spannung müßte nach den Bestimmungen eine Zugfestigkeit von mindestens $^3/_2 \cdot 25 = 37{,}5$ kg/cm² entsprechen.)

III. Rechnungsverfahren.

a) Die einfach verstärkten Platten.

Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen (vergl. Abb. 81):

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,b\,(h-a)}{n \cdot f_e}} - 1\right],$$

$$\sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}.$$

Wie früher! Vergl. S. 98.

Abb. 160.

Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen:

$$x = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n \cdot f_e\,(h-a)}{b \cdot h + n \cdot f_e},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{\frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b\,(h-x)^3}{3} + n f_e\,(h-a-x)^2},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_{bd},\text{[1]}$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_{bd}.$$

---

[1]) Erreicht σ_{bz} einen zu hohen Wert, so muß insbesondere der Eisenquerschnitt f_e vergrößert werden.

b) Die doppelt verstärkten Platten.

Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen:[1])

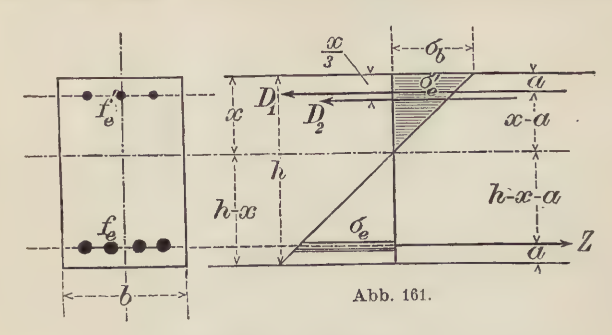


Abb. 161.

$$x = -\frac{n\,(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left(\frac{n\,(f_e + f_e')}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b}\left[f_e' \cdot a + f_e\,(h-a)\right]},$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) + n \cdot f_e' \frac{x-a}{x}\,(h - 2\,a)},$$

$$\sigma_e = \sigma_b \frac{n\,(h-a-x)}{x},$$

$$\sigma_e' = \sigma_b \frac{n\,(x-a)}{x}.$$

(Sollte ausnahmsweise die hier der Berechnung zugrunde gelegte Vernachlässigung der geringen Querschnittsverminderung des Betondruckgurtes durch den Eisenquerschnitt f_e' nicht gestattet werden, so müssen die Formeln 16 bis 19 der neuen Bestimmungen sinngemäße Anwendung finden.)

Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen:

$$x = \frac{\frac{b\,h^2}{2} + (n-1)\left[f_e' \cdot a + f_e\,(h-a)\right]}{b\,h + (n-1)\,(f_e' + f_e)},$$

[1]) Die auf Seite 115 gegebenen Formeln liefern die gleichen Resultate. a' ist gleich a zu setzen und $h' = h - a$.

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{\frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b\,(h-x)^3}{3} + (n-1)\left[f_e'\,(x-a)^2 + f_e\,(h-a-x)^2\right]},\text{ [1]}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_{bd},$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x}\,\sigma_{bd}.$$

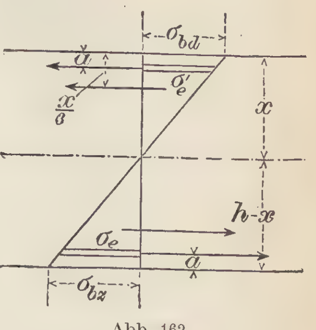


Abb. 162.

(Würde man in die beiden ersten Formeln n statt $(n-1)$ einsetzen, so würden die Werte x, σ_{bd} und σ_{bz} — in allerdings sehr geringem Maße — günstiger ausfallen, σ_e würde auch nur in verhältnismäßig geringem Grade kleiner werden.)

c) Die einfach verstärkten Plattenbalken (mit Nulllinie im Steg).[2]

Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen (vergl. Abb. 92, 93):

$$x = \frac{n \cdot f_e\,(h-a) + \frac{d^2 b}{2}}{db + n f_e},$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\,(2x-d)},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\,(h-a-x+y)},$$

$$\sigma_b = \sigma_e\,\frac{x}{n\,(h-a-x)}.$$

Wie früher! Vergl. S. 121.

[1] Ist $f_e = f_e'$, so wird

$$x = \frac{h}{2} \quad \text{und}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6} + \frac{4\,(n-1)\,fe}{h}\left(\frac{h}{2} - a\right)^2}.$$

[2] Fällt die Nullinie in die Platte selbst oder in die Unterkante der Platte, so gelten die gleichen Beziehungen wie unter a und b angegeben. Vergl. S. 119.

Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen:

$$x = \frac{b_1 \frac{h^2}{2} + (b - b_1) \frac{d^2}{2} + n f_e (h - a)}{b_1 h + (b - b_1) d + n f_e},$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{\frac{b \cdot d}{2}(2x - d) \cdot y + \frac{b_1}{3}\left[(x-d)^3 + (h-x)^3\right] + n f_e (h - a - x)^2},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h - x}{x} \cdot \sigma_{bd},^{1)} \qquad \sigma_e = n \cdot \frac{h - a - x}{x} \cdot \sigma_{bd}.$$

Die auf S. 106 gegebene **Dimensionierungstabelle für einfach verstärkte Platten** ist infolge Herabsetzung der zulässigen Eisenspannung auf 1000 kg/cm² (früher 1200 kg/cm²) teilweise ungültig geworden. In berichtigter und gleichzeitig erweiterter Gestalt lautet die Tabelle folgendermaßen:[2])

γ	σ_e in kg/cm²	σ_b in kg/cm²	M in cmkg	
			$(h-a)$ in cm	f_e in cm²
50	1 000	20	0,0686 $\sqrt{M}$	0,0159 $\sqrt{M}$
45,5	1 000	22	0,0632 „	0,0173 „
40	1 000	25	0,0568 „	0,0193 „
35,7	1 000	28	0,0518 „	0,0214 „
33,3	1 000	30	0,0490 „	0,0228 „
31,25	1 000	32	0,0464 „	0,0242 „
28,6	1 000	35	0,0435 „	0,0262 „
26,3	1 000	38	0,0406 „	0,0280 „
25	**1 000**	**40**	**0,0390** „	**0,0293** „
22,5	900	40	0,0380 „	0,0337 „
20	800	40	0,0367 „	0,0397 „
18,75	750	40	0,0363 „	0,0427 „

1) Bei zu hohem σ_{bz} ist insbesondere die Stegbreite oder der Eisenquerschnitt zu vergrößern.

2) Vergl. hierzu die „Zusammenstellung II“ der neuen amtlichen Bestimmungen [$b = 100$, also $\sqrt{b} = 10$].

Die Benutzung dieser Tabelle ist aus den Erklärungen auf S. 106 bis 108 ersichtlich. Bei Vollausnutzung beider Baustoffe ergibt sich nach den neuen Vorschriften eine theoretisch geringere Plattenstärke, aber ein größerer Eisenquerschnitt als früher.

Hat man unter Zuhilfenahme der vorstehenden Tabelle einen zweckmäßigen Plattenquerschnitt ermittelt, so können bei Benutzung der nun folgenden Tabelle[1]) die σ-Werte in schnellerer Weise (ohne Ermittlung des x) gefunden werden als durch die bekannten Formeln 3 und 4 (S. 100, 101). Die Tabellenresultate genügen zumeist für baupolizeiliche Eingaben.

$m = \frac{b(h-a)}{f_e}$	Spannungen σ_b	Spannungen σ_e
100	$5{,}559 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$20{,}867 \cdot \sigma_b$
110	5,735 „	22,145 „
120	5,895 „	23,409 „
130	6,040 „	24,668 „
140	6,194 „	25,831 „
150	6,344 „	26,797 „
160	6,485 „	27,911 „
170	6,617 „	29,016 „
180	6,756 „	30,049 „
190	6,883 „	30,946 „
200	7,000 „	32,000 „

Beispiel: Es sei $M_{max} = 90\,000$ cmkg bei $h = 14$ cm.

Dann ist $\sqrt{M} = 300$

$$h - a = 12 \text{ cm}$$

$$K = \frac{12}{300} = 0{,}0400 \quad \text{(vergl. S. 107).}$$

---

[1]) Vergl. die „Zusammenstellung I" der neuen amtlichen Bestimmungen.

Diesem Koeffizientenwert entspricht angenähert $\gamma = \frac{1000}{38}$; also $fe = 0{,}0280 \cdot 300 = 8{,}4\ \text{cm}^2$.

Gewählt werden 11 Rundeisen 1,0 cm mit $fe = 8{,}64\ \text{cm}^2$.

Nach Tabelle:

$$m = \frac{100 \cdot 12}{8{,}64} = \text{rd. } 140$$

$$\sigma_b = 6{,}194 \cdot \frac{90\,000}{100 \cdot 12^2} = \mathbf{38{,}7}\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 25{,}831 \cdot 38{,}7 = \mathbf{999{,}6}\ \text{kg/cm}^2$$

Ohne Tabelle:

$$x = \frac{15 \cdot 8{,}64}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 12}{15 \cdot 8{,}64}} - 1\right] = 4{,}43\ \text{cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 90\,000}{100 \cdot 4{,}43\,(12 - 1{,}48)} = \mathbf{38{,}6}\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{90\,000}{8{,}64\,(12 - 1{,}48)} = \mathbf{991}\ \text{kg/cm}^2$$

Die auf S. 130 und 131 gegebene **Dimensionierungstabelle für einfach verstärkte Plattenbalken,** bei welchen die Nullinie mit Plattenunterkante zusammenfällt, ist ebenfalls infolge Herabsetzung der zulässigen Eisenspannung teilweise ungültig geworden. In berichtigter und gleichzeitig erweiterter Gestalt findet sich die Tabelle auf den Seiten 218 und 219 wieder.

Beispiel: Durch Konstruktionsrücksichten sei gegeben

$$l = 8{,}0\ \text{m}$$
$$b = 140\ \text{cm}$$
$$h = \text{rd. } 36\ \text{cm}$$
$$\text{Nutzlast } g_1 = 350\ \text{kg/m}^2.$$

Geschätzt sei

$$d = 12\ \text{cm}$$
$$a = 4\ \text{cm}$$
$$b_1 = 20\ \text{cm}.$$

Dann ist

$$\text{Nutzlast } g_1 = 1{,}4 \cdot 350 = 490\ \text{kg f. 1 lfd. m}$$
$$\text{Eigenlast } g_2 = (1{,}4 \cdot 0{,}12 + 0{,}2 \cdot 0{,}24)\ 2400 = 518{,}4\ \text{kg f. 1 lfd. m}$$
$$\text{Gesamtlast } G = 8\,(490 + 518{,}4) = 8067\ \text{kg}$$
$$M_{\max} = \frac{8067 \cdot 800}{8} = 806\,700\ \text{cmkg.}$$

b in cm	Abmessung in cm und cm²	$\frac{1000}{\mathbf{20}} = 50$	$\frac{1000}{\mathbf{25}} = 40$	$\frac{1000}{\mathbf{30}} = 33,3$	$\frac{1000}{\mathbf{35}} = 28,6$	$\frac{1000}{\mathbf{40}} = 25$	$\frac{900}{\mathbf{40}} = 22,5$	$\frac{800}{\mathbf{40}} = 20$	$\frac{700}{\mathbf{40}} = 17,5$	b in cm
		$\gamma = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} =$								
100	d	0,0158	0,0155	0,0152	0,0149	0,0146	0,0152	0,0158	0,0165	100
	$h-a$	0,0685	0,0568	0,0490	0,0433	0,0390	0,0380	0,0369	0,0357	
	f_e	0,0158	0,0194	0,0228	0,0261	0,0292	0,0338	0,0395	0,0471	
110	d	0,0151	0,0148	0,0145	0,0142	0,0140	0,0145	0,0151	0,0157	110
	$h-a$	0,0653	0,0542	0,0467	0,0412	0,0372	0,0362	0,0352	0,0340	
	f_e	0,0166	0,0204	0,0240	0,0272	0,0308	0,0354	0,0415	0,0493	
120	d	0,0145	0,0142	0,0139	0,0136	0,0133	0,0139	0,0144	0,0150	120
	$h-a$	0,0626	0,0519	0,0447	0,0395	0,0356	0,0347	0,0337	0,0326	
	f_e	0,0174	0,0213	0,0249	0,0285	0,0321	0,0370	0,0433	0,0517	
130	d	0,0139	0,0136	0,0134	0,0131	0,0128	0,0133	0,0139	0,0145	130
	$h-a$	0,0601	0,0498	0,0430	0,0380	0,0342	0,0333	0,0324	0,0313	
	f_e	0,0181	0,0221	0,0261	0,0298	0,0333	0,0384	0,0451	0,0539	
140	d	0,0134	0,0131	0,0129	0,0126	0,0124	0,0128	0,0134	0,0139	140
	$h-a$	0,0579	0,0480	0,0414	0,0366	0,0330	0,0321	0,0312	0,0302	
	f_e	0,0188	0,0229	0,0271	0,0308	0,0347	0,0400	0,0468	0,0558	
150	d	0,0129	0,0126	0,0124	0,0121	0,0120	0,0124	0,0129	0,0135	150
	$h-a$	0,0559	0,0463	0,0400	0,0353	0,0319	0,0310	0,0301	0,0292	
	f_e	0,0194	0,0236	0,0288	0,0317	0,0359	0,0414	0,0484	0,0578	
160	d	0,0125	0,0123	0,0121	0,0118	0,0114	0,0120	0,0125	0,0131	160
	$h-a$	0,0541	0,0449	0,0388	0,0342	0,0305	0,0300	0,0292	0,0283	
	f_e	0,0200	0,0246	0,0291	0,0330	0,0370	0,0427	0,0500	0,0592	

170	d	0,0121	0,0119	0,0117	0,0114	0,0112	0,0116	0,0121	0,0127	170
	$h-a$	0,0525	0,0436	0,0376	0,0332	0,0299	0,0291	0,0283	0,0274	
	fe	0,0206	0,0253	0,0299	0,0339	0,0381	0,0438	0,0514	0,0617	
180	d	0,0119	0,0115	0,0114	0,0111	0,0109	0,0113	0,0117	0,0123	180
	$h-a$	0,0510	0,0423	0,0365	0,0323	0,0291	0,0283	0,0274	0,0267	
	fe	0,0214	0,0259	0,0308	0,0349	0,0393	0,0454	0,0530	0,0633	
190	d	0,0115	0,0012	0,0111	0,0108	0,0106	0,0110	0,0115	0,0120	190
	$h-a$	0,0497	0,0412	0,0356	0,0314	0,0283	0,0276	0,0268	0,0260	
	fe	0,0219	0,0266	0,0317	0,0359	0,0403	0,0464	0,0546	0,0651	
200	d	0,0112	0,0110	0,0108	0,0105	0,0100	0,0108	0,0112	0,0117	200
	$h-a$	0,0484	0,0402	0,0346	0,0306	0,0276	0,0269	0,0261	0,0254	
	fe	0,0224	0,0275	0,0324	0,0367	0,0414	0,0478	0,0559	0,0667	
220	d	0,0107	0,0105	0,0103	0,0100	0,0098	0,0102	0,0107	0,0111	220
	$h-a$	0,0462	0,0383	0,0330	0,0292	0,0263	0,0256	0,0249	0,0241	
	fe	0,0235	0,0289	0,0340	0,0384	0,0435	0,0501	0,0586	0,0700	
240	d	0,0102	0,0100	0,0098	0,0096	0,0095	0,0098	0,0102	0,0106	240
	$h-a$	0,0442	0,0367	0,0316	0,0280	0,0252	0,0245	0,0238	0,0230	
	fe	0,0245	0,0300	0,0353	0,0403	0,0456	0,0523	0,0612	0,0727	
260	d	0,0098	0,0096	0,0095	0,0093	0,0091	0,0094	0,0098	0,0102	260
	$h-a$	0,0425	0,0352	0,0304	0,0269	0,0242	0,0236	0,0229	0,0221	
	fe	0,0255	0,0312	0,0371	0,0423	0,0473	0,0543	0,0637	0,0758	
280	d	0,0094	0,0093	0,0091	0,0089	0,0087	0,0091	0,0095	0,0098	280
	$h-a$	0,0409	0,0340	0,0293	0,0259	0,0233	0,0227	0,0221	0,0213	
	fe	0,0263	0,0326	0,0383	0,0436	0,0487	0,0566	0,0665	0,0783	
300	d	0,0091	0,0090	0,0088	0,0086	0,0084	0,0088	0,0091	0,0095	300
	$h-a$	0,0395	0,0328	0,0283	0,0250	0,0225	0,0219	0,0213	0,0206	
	fe	0,0273	0,0338	0,0396	0,0451	0,0507	0,0585	0,0685	0,0817	

Demnach (vergl. S. 107 bezw. S. 140) beträgt der Tabellenkoeffizient für $(h-a)$

$$K = \frac{32}{\sqrt{M}} = \frac{32}{898} = 0{,}0356.$$

Diesem Wert entspricht nach der Tabelle bei $b = 140$ cm ein ungefähres Spannungsverhältnis

$$\gamma = \frac{1000}{35} = 28{,}6.$$

Danach sind die Abmessungen des Plattenbalkens folgendermaßen zu wählen:

$$d = 0{,}0126 \cdot 898 = 11{,}3 \text{ cm} = \text{rd. } 11{,}5 \text{ cm}$$
$$h - a = 0{,}0366 \cdot 898 = \text{rd. } 33{,}0 \text{ cm} \quad (h = 37 \text{ cm})$$
$$f_e = 0{,}0308 \cdot 898 = 27{,}66 \text{ cm}^2 = 8 \text{ Rundeisen von je } 2{,}1 \text{ cm Durchm. } (f_e = 27{,}68 \text{ cm}^2).$$

Prüfung:

$$x = \frac{15 \cdot 27{,}68}{140}\left[\sqrt{1 + \frac{280 \cdot 33}{15 \cdot 27{,}68}} - 1\right] = 11{,}33 \text{ cm}$$
$$G = 8\,[490 + (1{,}4 \cdot 0{,}115 + 0{,}20 \cdot 0{,}255)\,2400] = 7992 \text{ kg}$$
$$M_{\max} = \frac{7992 \cdot 800}{8} = 799\,200 \text{ cmkg.}$$

Dann findet man in bekannter Weise

$$\sigma_b = 34{,}5 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_e = 988 \text{ kg/cm}^2$$

(eingesetzt waren die Werte 35 und 1000 kg/cm²).

Die **Schubspannungen** τ_0 in Höhe der Nullinie — bei Außerachtlassung der Betonzugfestigkeit — sind nach folgenden Formeln zu ermitteln:

a) bei einfach verstärkten Platten und bei Plattenbalken mit $x \leqq d$:

$$\tau_0 = \frac{V}{b\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad \text{(vergl. S. 157),}$$

b) bei einfach verstärkten Plattenbalken, $x > d$:

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1\,(h - a - x + y)} \quad \text{(vergl. S. 160),}$$

c) bei doppelt verstärkten Platten und bei Plattenbalken mit $x \gtreqless d$:

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1 (h - a - x + y_1)},$$

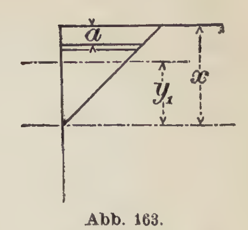


Abb. 163.

wenn

$$y_1 = \frac{\frac{b \cdot x^3}{3} + n f_e' (x - a)^2}{\frac{b \cdot x^2}{2} + n f_e' (x - a)}.[1]$$

(Die Schubspannung an den oberen Einlagen f_e' fällt kleiner aus; vergl. Beispiel 4 der neuen Bestimmungen und Abb. 122 auf S. 156.)

Bei Berücksichtigung der Betonzugspannungen ist die Schubkraft in Höhe der Eiseneinlagen etwas kleiner als in Höhe der Nullinie. Letztere beträgt

a) bei einfacher Verstärkung:

$$\tau_0 = \frac{V}{b \cdot M} \cdot \frac{bx}{2} \cdot \sigma_{bd},$$

b) bei doppelter Verstärkung:

$$\tau_0 = \frac{V \cdot \sigma_{bd}}{M \cdot x} \left(\frac{x^2}{2} + \frac{n f_e' (x - a)}{b} \right).$$

Die **Haftspannungen** τ_1 richten sich nach den Schubspannungen in Höhe der Einlagen und betragen allgemein (vergl. S. 157)

$$\tau_1 = \frac{\tau_0 \cdot b}{U}.$$

Bei doppelter Verstärkung sind die Schubspannungen an den oberen Einlagen f_e' etwas kleiner als in Höhe der Nulllinie; dasselbe gilt auch von den Schubspannungen in Höhe der Eiseneinlagen f_e bei Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons (vergl. Beispiel 3 der neuen Bestimmungen). Die Art

[1] Zu gleichem Resultat kommt man mit Hilfe der auf S 157 gegebenen Beziehung für s:

$$s = (h - a - x + y_1).$$

und Weise der Berechnung der Schubkraft in Höhe der Einlagen nach der allgemeinen Beziehung

$$\tau_0 = \frac{V \cdot S}{J \cdot b}$$

ist aus den eben genannten Rechnungs-Beispielen der amtlichen Bestimmungen zur Genüge ersichtlich.

Erreichen die Schub- und Haftspannungen zu hohe Werte, so ist gemäß S. 160 (Berechnung der Bügel) und S. 166 (Berechnung der Stabaufbiegungen) zu verfahren. Die in Beispiel 6 der neuen Bestimmungen gegebene Formel

$$Z = \frac{c}{\sqrt{2}} (\tau_0 - 4{,}5) \frac{1}{2} b_1$$

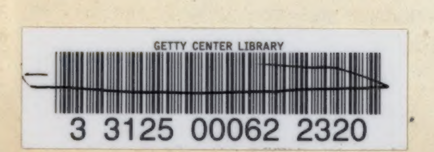
ist den „Vorläufigen Leitsätzen" entnommen. Sie müßte eigentlich lauten (vergl. S. 167):

$$Z = c \cdot \sqrt{2} (\tau_0 - 4{,}5) \frac{1}{2} b_1$$

[vergl. hierzu Koenen, Grundzüge; ebenso Beton u. Eisen 1906, S. 73].

Die **Berechnung der Stützen** erfolgt gemäß Abschnitt XIII und XIV.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.


GETTY CENTER LIBRARY
3 3125 00062 2320

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.